



Statens vegvesen

Vegdirektoratet
Håndboksekretariatet
Boks 8142 Dep.,
0033 Oslo

Tlf. 22 07 35 00
Fx. 22 07 36 79

ISBN 82-7207-358-7

En håndbok fra Vegvesenet



Statens vegvesen

176

VEGDIREKTORATET
Veglaboratoriet - Bibliotek
P.b. 8142 DEP, 0033 OSLO
Tlf. 22 63 99 00
Fax 22 46 74 21

Veiledning til 018

Oppbygging av fyllinger



Veiledning

625.7/.8(083)
VED

94/0926 1L-1



Statens vegvesen

Vegdir., Veglab

Oppbygging av fyllinger

VEGLABORATORIET
28 JUNI 1994
BIBLIOTEKET

94/0926 1L-1

Vegdirektoratet, Veglab.
Oppbygging av fyllinger

·
Bij Art. 2320

HÅNDBØKER I STATENS VEGVESEN

Dette er en håndbok i Vegvesenets håndbokserie, en samling fortløpende nummererte publikasjoner som først og fremst er beregnet for bruk innen etaten.

Håndbøkene kan kjøpes av interesserte utenfor Statens vegvesen til de priser som er oppgitt i håndbokoversikten - håndbok 022.

Det er den enkelte fagavdeling innen Vegdirektoratet som har hovedansvaret for utarbeidelse og ajourføring av håndbøkene.

De daglige fellesfunksjoner som utgivelse av håndbøker fører med seg, blir ivaretatt av det sentrale håndboksekretariat.

Vegvesenets håndbøker utgis på 2 nivåer:

- Nivå 1 - Rød farge på omslaget - omfatter Forskrifter, Normaler og Retningslinjer godkjent av overordnet myndighet eller av Vegdirektoratet etter fullmakt.
- Nivå 2 - Blå farge på omslaget - omfatter Veiledninger, Lærebøker og Vegdata godkjent av den enkelte fagavdeling i Vegdirektoratet.

Oppbygging av fyllinger

Nr.176 i Vegvesenets håndbokserie
Layout: Vegdirektoratet, Håndboksekretariatet
Opplag: 3000

Trykk: a.s. Joh. Nordahls Trykkeri

ISBN 82-7207-358-7

FORORD

Denne veiledningen er utarbeidet til bruk i tilknytning til normaler for Vegbygging, håndbok 018.

Det er gitt veiledning for undersøkelser, vurderinger og prosjektering av vegfyllinger av silt, sand og grus, av leire, av sprengt stein og av lette masser. Videre er det gitt veiledning for masseutskifting, samt for fundamentering i steinfylling.

Når det gjelder sikring av fyllingsskråningene vises det til håndbok 165; Sikring av vegskråninger.

Veiledningen er utarbeidet av en arbeidsgruppe som har bestått av:

Nils Rygg	Vegdirektoratet (formann)
Per Olav Berg	Statens vegvesen, Sør-Trøndelag
Arvid Sagbakken	Statens vegvesen, Akershus
Hans P. Kvalsund	Statens vegvesen, Akershus
Frode Oset	Vegdirektoratet
Anne Braaten	Vegdirektoratet

Tegnarbeidet er utført av Anita Eide, Veglaboratoriet.

Oslo, desember 1993

Ansvarlig avdeling: Veglaboratoriet

INNHOLDSFORTEGNELSE

0. Generelt

0.1	Estetikk og landskapstilpasning	11
0.2	Forundersøkelser	11
0.3	Kvalitetssikring	11
0.4	Rensk	13
0.5	Fyllingsfot i skrånende terreng	13
0.6	Krav til fyllmassene	18
0.6.1	Vrakmasser, motfylling, deponi	18
0.7	Erosjonssikring	19
0.7.1	Sikring mot overflateerosjon	19
0.8	Oppfylling med poretrykkskontroll	20
0.9	Kontrollomfang og toleranser	22
0.10	Dokumentasjon av utført kvalitet	23
0.10	Referanser	24

1. Fyllinger av silt, sand og grus 25

1.0	Generelt	27
1.1	Fyllinger av sand/grus	27
1.1.1	Brukbarhet av masser	27
1.1.2	Skråningshelning	28
1.1.3	Utlekking	29
1.1.4	Komprimering	29
1.2	Fyllinger av mellomjordarter	30
1.2.1	Brukbarhet av masser	30
1.2.2	Skråninghelning	31
1.2.3	Utlekking	32
1.2.4	Komprimering	32
1.3	Kontroll og oppfølging	33
1.4	Referanser	34

2. Fyllinger av leire 35

2.1	Planlegging	37
2.2	Brukbarhet av masser	37
2.2.1	Massetyper	37
2.2.2	Leire	38
2.2.3	Leirig morene	45
2.3	Forarbeider	45
2.4	Utlegging	45
2.4.1	Lagtykkelser	45
2.4.2	Sandlag	46
2.4.3	Komprimering	47
2.5	Geometri	48
2.6	Valg av maskiner	49
2.6.1	Leire med stor bæreevne	50
2.6.2	Leire med middels bæreevne	51
2.6.3	Leire med lav bæreevne	51
2.7	Kontroll og oppfølging	52
2.7.1	Materialer	52
2.7.2	Lagtykkelser	53
2.7.3	Komprimering	54
2.7.4	Poretrykk	54
2.8	Værforhold	55
2.9	Overbygning	56
2.10	Referanser	56

3. Fyllinger av sprengt stein 57

3.1	Planlegging	59
3.1.1	Grunnforhold	59
3.1.2	Sikringstiltak	59
3.1.3	Fyllingsmateriale	60
3.1.4	Fyllingsskråninger	61
3.1.5	Miljøkonsekvenser	62
3.2	Vegfylling på land	63
3.2.1	Geometri	63
3.2.2	Utlegging	63

3.2.3	Setninger	64
3.3	Fyllingshode for brufundamenter på land	65
3.3.1	Geometri	65
3.3.2	Rensk	65
3.3.3	Utlegging	66
3.3.4	Forbelastning/setninger	67

3.4	Vegfylling i vann/sjø	69
3.4.1	Fyllingsmaterialer	70
3.4.2	Fyllingsgeometri	70
3.4.3	Utlegging	71
3.4.4	Fortrenging	71
3.4.5	Sprenging	72
3.4.6	Plassering av sprengladning	75
3.4.7	Skade på fisk	76
3.5	Fylling for brufundamenter i vann og sjø	77
3.5.1	Fyllingsgeometri	77
3.5.2	Utlegging	79
3.5.3	Forbelastning / setninger	79
3.5	Kontroll og oppfølging	80
3.6	Referanser	82

4. Fyllinger av lette masser 83

4.0	Generelt	85
4.1	Bruk av lettklinker i veg fyllinger	85
4.1.1	Generelt	85
4.1.2	Materialkrav	86
4.1.3	Dimensjonering	87
4.1.4	Utlegging, tilpassing, tildekking	88
4.1.5	Overbygning	90
4.1.6	Kontroll og oppfølging	91
4.2	Bruk av ekspandert polystyren i vegfyllinger	92
4.2.1	Generelt	92
4.2.2	Materialkrav for eps	92
4.2.3	Dimensjonering	94
4.2.4	Utlegging, tilpassing, tildekking	96

4.2.5	Overbygning	101
4.2.6	Kontroll og oppfølging	103
4.3	Andre lette masser	104
4.3.1	Lettbetongavfall	104
4.3.2	Bark	104
4.3.3	Skumbetong	104
4.3.4	Bildekk	105
4.3.5	Honeycombblokker	105
4.4	Referanser 94	106
5.	Masseutskifting	107
5.0	Generelt	109
5.1	Dimensjoneringsgrunnlag	109
5.2	Utførelse	110
5.2.1	Graving foran fyllingstippen	110
5.2.2	Utfylling	111
5.2.3	Sprenging foran fyllingstippen	113
5.2.4	Ettersprenging	114
5.3	Kontroll og oppfølging	114
5.4	Sprenging ved fylling i vann/sjø	116
5.5	Referanser	116
6.	Fundamenter i steinfylling	117
6.0	Direkte sålefundamentering	119
6.1	Skjærstyrke	119
6.2	Plassering av såle	119
6.3	Bæreevneberegninger	121
6.4	Utførelse	122
6.5	Pelefundamentering	122
6.5.1	Peletype	123
6.6	Referanser	124

0. GENERELT

Innhold

0.1	Estetikk og landskapstilpasning	11
0.2	Forundersøkelser	11
0.3	Kvalitetssikring	11
0.4	Rensk	13
0.5	Fyllingsfot i skrånende terreng	13
0.6	Krav til fyllmassene	18
0.6.1	Vrakmasser, motfylling, deponi	18
0.7	Erosjonssikring	19
0.7.1	Sikring mot overflateerosjon	19
0.8	Oppfylling med poretrykkskontroll	20
0.9	Kontrollomfang og toleranser	22
0.10	Dokumentasjon av utført kvalitet	23
0.11	Referanser	24

0.1 Estetikk og landskapstilpasning

Landskapsmessig er det viktig at veglinja er tilpasset terrenget slik at skråningsflatene i størst mulig grad harmonerer med de øvrige terrengformer i landskapet. Det må sørges for gode overganger til eksisterende terreng.

Høye fyllinger kan være krevende landskapsestetisk, spesielt i sjø og strandsoner.

Vegetasjonsetablering er alltid aktuelt på fyllingsskråninger for å dempe det visuelle inntrykket i forhold til områdene rundt. Det vises til håndbok 165; Sikring av vegskråninger (ref. 2).

0.2 Forundersøkelser

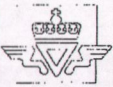
Ved prosjekteringen skal det være utført grunnundersøkelser med relevante metoder og i et slikt omfang at man har faglig dekning for å vurdere setnings- og stabilitetsforholdene for fyllingen. Det vises her til håndbok 016; Geoteknikk i vegbygging (ref. 3) og til håndbok 143; Kvalitetssikring for vegproduksjon (ref. 4). Konsekvenser av dette med hensyn til behov for eventuelle tiltak skal være vurdert og dimensjonert på grunnlag av undersøkelsene. Aktuelle tiltak kan være motfyllinger, lette fyllmasser eller grunnforsterkning.

Løsmasser som skal benyttes i fylling skal undersøkes på forhånd mht. omfang og brukbarhet av massene. Det vises til punkt 339 i håndbok 018; vegbygging (ref. 1). Til dette benyttes prøvegraving og prøvetaking i kombinasjon med sonderboringer og geologiske/geotekniske vurderinger.

0.3 Kvalitetssikring

Krav til kvalitetsplanen for arbeidene er gitt i kap. 023 i håndbok 018; Vegbygging (ref. 1). Arbeidene skal planlegges og gjennomføres slik at man oppnår kvalitetskravene gitt i Vegnormalene og i prosjektgrunnlaget. Oppnådd kvalitet skal dokumenteres. Dersom prosjektgrunnlaget er mangelfullt, uklart eller uhen-siktsmessig kan det være ønskelig/nødvendig å endre utførelsen i forhold til plan-

grunnlaget. Dette skal utføres med en systematisk avviksbehandling i hvert enkelt tilfelle. Dette er viktig både med sikte på en riktig konsekvensvurdering i det aktuelle prosjektet, og tilbakeføring av erfaring for senere prosjekter. Nedenfor er det gitt eksempel på et skjema for avviksbehandling.

	KVALITETSPLAN VINTERBROKRYSET E6/E18 Statens vegvesen Akershus - anleggsavdelingen E6 SYD	Arkiv nr.: B-B 1
	AVVIK FRA 018	Side av 2 / 2
BESKRIVELSE AV AVVIK FRA 018: Omfang av komprimeringstester ved nivellement på traubunn og forsterkningslag ønskes generelt fraveket, jfr kap. 522.4 Komprimering, 5. avsnitt.		
ÅRSAK TIL AVVIKET: Forsterkningslaget er konstant varierende mhp lagtykkelse. Dette skyldes at store deler av veggen går i gammel vegfylling. Det finnes derfor få homogene områder med lengde over 50 m.		
UTFORMING I HHT. 018: 5 profiler pr 50 m, 10 punkter pr profil.		
Kostnad: _____		
FORSLAG TIL LØSNING: Byggherren vurderer for hvert enkelt område nødvendig kontrollomfang, anslått volum i prøve pr 30 m.		
Kostnad: _____		
KONSEKVENSANALYSE FRA LAB: Komprimeringskontroll etter opplegget i håndbok-018 vil i dette spesielle tilfelle være nesten umulig å følge. Det foreslås kontrollopplegget tilsvarende ca 80 % av antall enkeltmålinger håndbok-018 krever. Kontrollomfanget på denne prosessen under revurdering og blir kanskje noe redusert. Lab. kan derfor gå god for forslaget.		
KONKLUSJON/AVGJØRELSE FRA VEGSJEF:		
Dato/vegsjef: _____ Dato/prosj.sjef: _____ Dato/lab-leder: _____ Dato/byggeleder: _____		
Vedlegg: _____		
Utarbeidet av Dato Sign. 02-09-04 KME	Godkjent	Revisjon Nr. Dato
Merknader		

Figur 0.1 Eksempel på skjema for avviksbehandling.

0.4 Rensk

Nytteverdien av matjord tilsier at det ofte er behov for å fjerne den med tanke på annen bruk. Videre er det rent teknisk et behov for å fjerne vegetasjon og humusholdige masser under en fylling, der dette kan gi problemer med hensyn til stabilitet og/eller setninger.

Det er således generelle krav i Vegnormalene om at under fyllinger skal trær, busker og kratt kuttes ned til terrenget og fjernes fra området. Videre skal alle stubber som ligger nærmere profilhøyden enn 3 m graves opp og fjernes.

Matjord skal skaves av terrenget under fyllinger som er lavere enn 3 m, samt under fyllinger hvor terrenget heller 1:6 eller brattere i vegens tverretning. Matjord skal også fjernes i slakere terreng under fyllinger der det er særlig strenge krav til stabilitet eller setninger, for eksempel en fylling som skal bære et brufundament. Matjord fjernes også under fyllinger høyere enn 3 m der hvor det kan forårsake spredningsbrudd. Dette må vurderes av geoteknisk sakkyndig.

For grastorv, skogstorv og myr i lagtykkelse mindre enn 0,3 m, gjelder de samme krav som for matjord. Ved fundamentering på tykkere avsetninger av torv eller humusholdige masser skal framgangsmåten vurderes av geoteknisk sakkyndige i hvert tilfelle.

Matjord bør behandles i samsvar med planlagt etterbruk. Det innebærer blant annet at den bør lagres slik at den ikke blir komprimert. Den skal lagres løst i hauger, med maksimal høyde 2 m, dersom den antas å bli liggende mer enn ett år før bruk.

Dersom oppfyllingsarbeidene skal foregå på vinterstid, skal det legges ut frostisolasjon etter matjordavdekking og avretting for å unngå tele i grunnen ved oppfylling.

0.5 Fyllingsfot i skrånende terreng

I Vegnormalene stilles det krav om etablering av fyllingsfot i tverrskrånende terreng, i tillegg til fjerning av matjord og andre bløte løsmasser.

Manglende eller dårlig utført fyllingsfot og fortanning vil gi dårlig kontakt med de underliggende masser og dårlig støtte for komprimering ved oppbygging av fyllingen. Dette vil ofte gi seg utslag i sig og setninger i fyllingen med ujevnheter og sprekker i vegbanen som resultat. Det kan også sette stabiliteten av hele fyllingen i fare.

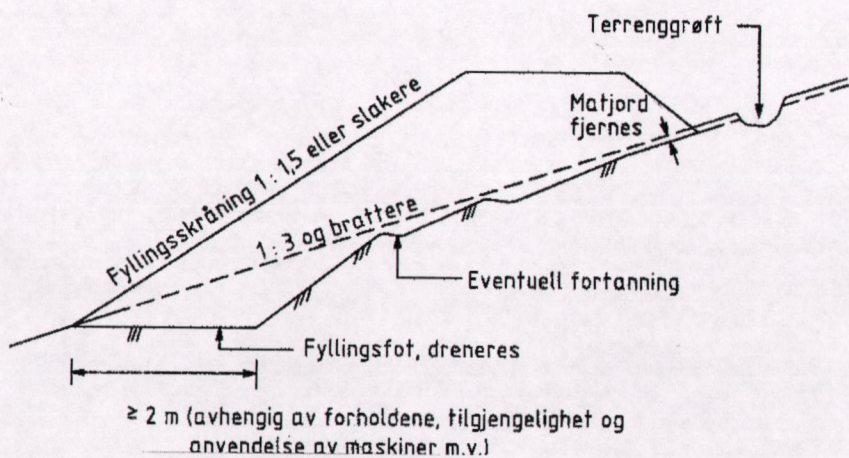
For tilløpsfyllinger for bruer må det stilles tilsvarende krav i bruas lengderetning som det gjøres i tverretning for ordinære vegfyllinger. Se også kapittel 6.

Kravene til fyllingssåle er gjengitt nedenfor:

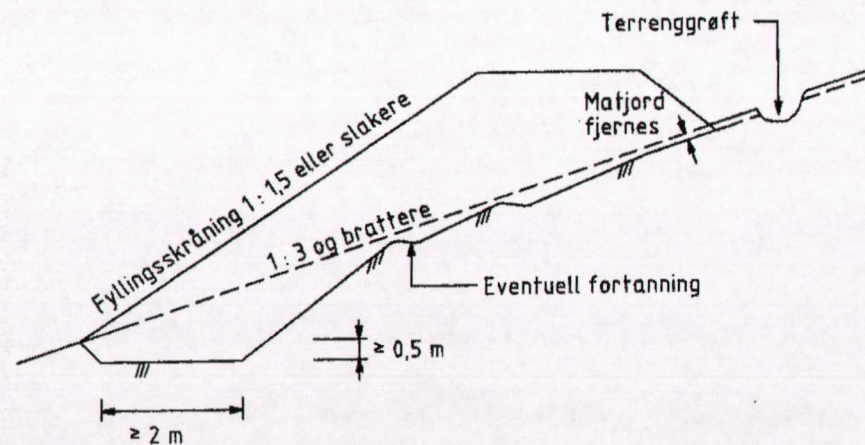
Når terrenget skråner 1:3 eller brattere i vegens tverretning skal det tas ut en såle i foten av fyllingen, se figur 0.2.

Dersom undergrunnen består av fast lagrede kohesive jordarter (leire), kan det i tillegg graves ut fortanninger lenger oppe i bakken.

Der forholdene ikke tillater lagvis oppfylling ved utlegging av steinfyllinger, kan man grave en minst 0.5 m dyp grøft som fortanning ved fyllingsfoten. Grøften skal ha avløp.

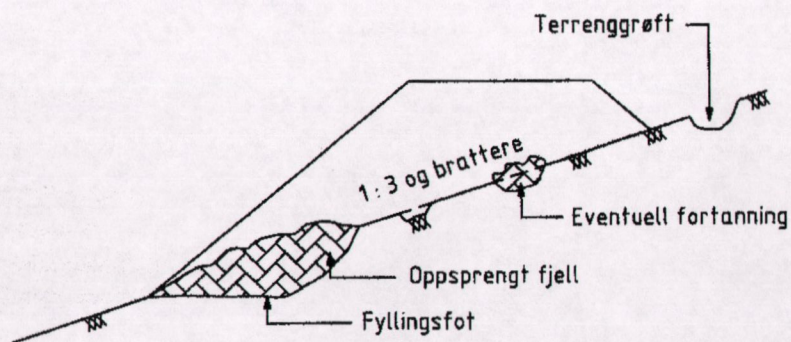


Figur 0.2 Fyllingsfot ved lagvis utlegging.



Figur 0.3 Fyllingsfot for steinfylling i jordterreng, ved utfylling fra tipp.

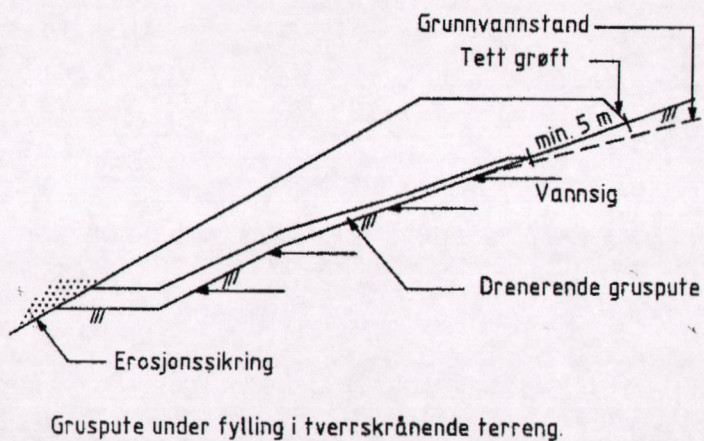
I fjellterreng skal fyllingsfoten sprenges ut. Når fjelloverflaten er glatt bør det også sprenges fortanning. Dette kan gjøres ved at man sprenger opp horisontale renner og lar de oppsprengte massene bli liggende.



Figur 0.4 Fyllingsfot i fjellterreng

Hvis fyllingen skal legges ut på grunn som er vannførende, vil en kunne få erosjon av grunnmaterialet under fyllingen. Dette er spesielt et problem når fyllingen legges ut på skrått terreng, eller der det er problemer med overvann. Dette forholdet må vurderes spesielt med tanke på drenering og erosjonssikring.

I tillegg til terrenggrøfter og annen kontroll av overvann, kan det være nødvendig å samle grunnvannsuttrekk i pukkestrenger eller drenggrøfter. I tverrskrånende terreng (brattere enn 1:3) med finkornige masser, der hvor oppbløting kan føre til siging eller undervasking av fyllingen, skal det legges ut en drenerende gruspute. Ved utlegging av drenerende gruspute må det også sikres mot erosjon der vannet renner ut under fyllingen og videre nedover skråningen. Grusputa avsluttes i god avstand fra vegggrøfta, normalt minst 5 m unna. Grøfta bør ha tett bunn (leire eller membran) for å hindre vann i å trenge inn i fyllinga. Prinsippet for drenerende gruspute er vist på figur 0.5.



Figur 0.5 Gruspute under fylling i tverrskrånende terreng.

Filterkriteriene skal ivaretas for å sikre mot tetting av grusputa. For at filtermaterialet skal bli vesentlig bedre drenerende enn materialet i grunnen bør følgende være oppfylt:

$$d_{15(\text{filter})} / d_{15(\text{undergrunn})} > 5$$

Minst 50% av filtermaterialet bør være større enn 2 mm. I figur 0.6 er det antydnet passende valg av filtermasser i forhold til massene i undergrunnen. For videre detaljer vises det til kap. 521 i håndbok 018; Vegbygging (ref. 1).

Material i bunnen	Materiale i gruspute Normalt passende som 15 % - størrelse, mm
Plastiske jordarter Leire Siltig leire Leirig silt	0,2 – 0,6
Leirig silt silt	0,1 – 0,2
Silt Sandig silt	0,2 – 0,6
Sandig silt Siltig sand	0,6 – 1,0

Figur 0.6 Valg av filtermateriale (Se «Drenering for vegar», ref. 8)

I stedet for filtermateriale kan det også brukes fiberduk. Krav til bruksklasse for fiberduk er vist på figur 0.7.

BRUKSKLASSE	MOT MATERIALTYPE	MAKS. STEINSTØRRELSE
2	Sand/grus	50 mm
3	Pukk	100 mm
4	Sprengt stein	

Figur 0.7 Krav til fiberduk avhengig av bruksområdet

Ved bruk av fiberduk på bløt undergrunn av leire, eller på annen bløt undergrunn som vanskeliggjør anleggstrafikk, bør det velges en bruksklasse sterkere fiberduk enn det maksimal steinstørrelse tilsier.

0.6 Krav til fyllmassene

Fyllmassene skal ikke inneholde materialer som ved senere nedbrytning kan gi opphav til setninger eller stabilitetsproblemer. Bruk av slike masser i vegfyllinger vil kunne gi seg utslag i setninger som kan pågå over flere år etter at fyllingen er bygget ferdig. Dette innebærer at humusholdige masser (> 3% glødetap) ikke skal benyttes til oppbygging av vegfyllinger. Videre skal det ikke forekomme snø, is eller teleklumper i massene. I steinfyllinger skal det ikke forekomme frossen jord, snø eller is i slike mengder at det dannes snø- eller islag eller store teleklumper. Snø- og islag skal i slike tilfeller fjernes.

0.6.1 VRAKMASSER, MOTFYLLING, DEPONI

Når vrakmasser plasseres i motfyllinger eller deponier må man sørge for at eventuelle krav til utlegging blir oppfylt. For motfyllinger vil dette særlig gjelde krav til romvekt og egenstabilitet. Dette innebærer blant annet at større mengder kratt, røtter og annet avfall fra rensk ikke bør plasseres i motfyllinger uten at krav til romvekt eventuelt kompenseres ved større høyde på motfyllingen. Videre må frosne leir- og siltmasser plasseres innenfor stabile jeteer, da disse massene blir tilnærmet flytende under tiningen. Erfaringer har vist at slike masser kan være ustabile ved helning så slak som 1:30.



Figur 0.8 Ustabilitet i utfylte masser som følge av tining. (Foto: O.H.Hole, Statens vegvesen, Buskerud)

Myrmasser kan også bli tilnærmet flytende ved utfylling i deponi. I tillegg til eventuell stabilisering med jeteer (voller, fangdammer) bør også tetting eller oppsamling av avrenningsvann vurderes.

0.7 Erosjonssikring

Ved oppbygging av fyllinger må det sikres tilstrekkelig sikkerhet mot skader på grunn av erosjon. Dette gjelder både overflateerosjon av fyllingen og dypereliggende erosjon som kan føre til ustabilitet / utrasing.

Man må være oppmerksom på bekker som renner langs fyllingene, da disse kan erodere betydelig over lengre perioder. Lukking av bekken er den mest permanente løsningen, men en bør nøye vurdere de landskapsmessige sidene ved en slik løsning.

0.7.1 SIKRING MOT OVERFLATEEROSJON

Overflateerosjon oppstår når vann strømmer over en ubeskyttet jordflate, f.eks. ved sterk nedbør, snøsmelting eller utbrudd av grunnvann. Overflateerosjon er et vanlig problem ved skjærings- og fyllingsskråninger.

Erosjon kan være et problem i alle løsmasser brukt i vegfylling, men det er spesielt stort i forbindelse med fyllinger som er bygd opp av ensgraderte finkornige masser. Den vanligste måten for å sikre denne typen masser mot erosjon er å kle inn skråningene med et annet materiale som motstår erosjon. Dette kan innebære steinplastring, erosjonsnett i tillegg til tilsåing eller beplantning, se håndbok 165; Sikring av vegskråninger (ref. 2).

Fyllinger bygd opp av friksjonsjordarter (silt og sand) vil som oftest ikke inneholde humus/organisk materiale. Det kan vurderes tilsetning av et jordforbedringsmiddel i overflaten slik at vekst kan etableres, dersom overflaten skal sikres ved vegetasjonsetablering.

Avrenning fra vegbanen nedover lang skråningsoverflaten kan f.eks samles opp og føres vekk i nedføringsgrøfter, som vist på figur 0.9.



Figur 0.9 Nedføringsgrøfter

Nedføringsgrøfter kan kombineres ved at det anlegges en ca. 10 cm høy asfaltkant på ytterste del av skulderen. Vannet tas ned i skråningen med visse mellomrom i egnede renner, eller tas inn i overvannsgrøfter.

En fordel ved å samle avrenningsvannet er at en gjør det mulig å rense/filtrere dette, for eksempel med hensyn på tungmetaller.

Fyllingsskråninger kan også sikres mot overflateerosjon ved at vannet avskjæres med terrenggrøft. I permeable jordarter må disse grøftene ha tett bunn.

Forøvrig vises det til håndbok 165; Sikring av vegskråninger (ref. 2), der emnet overflateerosjon/overflateglidning er behandlet i detalj.

For sikring av fyllinger i vann/sjø vises det til håndbok 165 (ref. 2), håndbok 016; Geoteknikk i vegbygging (ref. 3), og håndbok 004; Ferjeleier (ref. 5).

0.8 Oppfylling med poretrykkskontroll

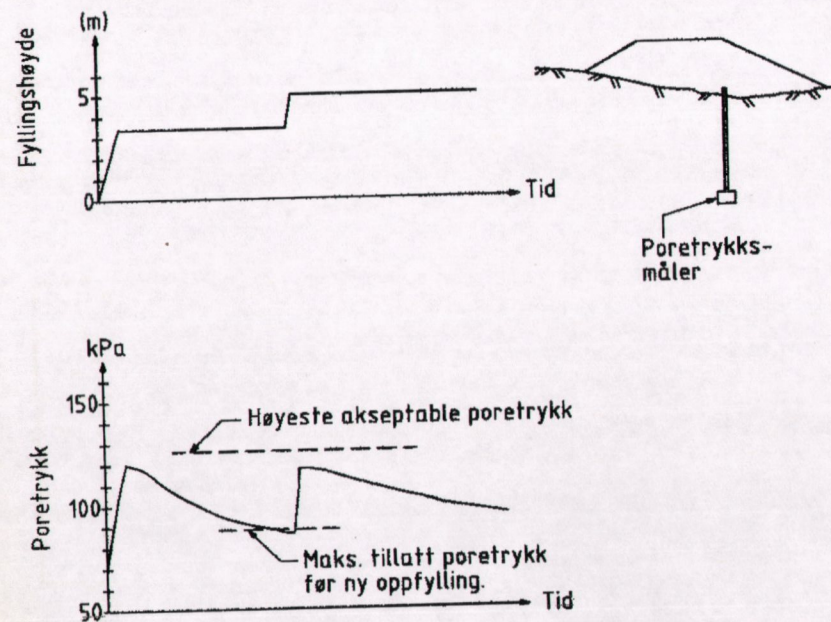
På steder hvor bygging av en vegfylling medfører stabilitetsproblemer, kan oppbygging med poretrykkskontroll være et alternativ til grunnforsterkning eller bruk av lette fyllmasser.

Dette innebærer at det settes ned poretrykksmålere i undergrunnen før oppfyllingen starter. Oppfyllingen skjer trinnvis samtidig som poretrykksoppbyggingen i grunnen måles fortløpende og sammenlignes med beregnede maksimalverdier. Tiden mellom hvert oppfyllingstrinn reguleres av at en del av det oppbygde poretrykket må dreneres ut før videre belastning kan påføres.

Denne metoden krever grundig planlegging og oppfølging. Det må på forhånd vurderes hvor lang tid poretrykksutjevningen vil kunne ta, og driftsopplegget på anlegget må være tilpasset slik at den nødvendige tid kan settes av. Videre må det være tett oppfølging med målinger og kontroll mot beregningene.

Grenseverdiene kan fastsettes ved at man setter krav til minimum sikkerhetsfaktor, velger et antall trinn i oppfyllingen og beregner maksimalt tillatt poretrykksnivå for hvert nytt trinn.

Ved oppfylling med poretrykkskontroll på leirige masser må man utvise stor forsiktighet dersom belastningen kommer opp mot tidligere forbelastningsnivå (p_c'). Man får da en kraftig reduksjon i massenes permeabilitet.



Figur 0.10 Poretrykkskontrollert oppfylling - prinsipp.

0.9 Kontrollomfang og toleranser

I figur 0.11 - 0.13 er det gitt krav til minimum kontrollomfang samt toleranser ved oppbygging av fyllinger.

KONTROLL AV	KVALITETSKRAV TIL	KONTROLLOMFANG				
		pr. mengde-enhet	Min. antall prøver			Tilsyn
			H	S	A	
Utsprengt fjell – Klassifisering – Komprimering	Jordartbestemmelse 1 Antall passeringer	1000 m ³	V	V	V	Inspeksjon Inspeksjon
		1000 m ³	2	1	1	
Grovkornige friksjonsmasser – Klassifisering – Komprimering	Jordartbestemmelse 1 Antall passeringer	1000 m ³	1	1	V	Inspeksjon Inspeksjon
		1000 m ³	2	1	1	
Finkornige friksjonsmasser – Klassifisering – Komprimering	Jordartbestemmelse 1 Standard Proctor	1000 m ³	2	1	V	Kontinuerlig Kontinuerlig
		1000 m ³	2	1	1	
Leire og leirig morene – Klassifisering – Komprimering	Jordartbestemmelse 1 Spesielle krav	1000 m ³	2	2	V	Kontinuerlig Kontinuerlig
		1000 m ³	5	2	2	

Figur 0.11 Kontrollomfang ved oppbygging av fyllinger. (Etter figur 302.3 i 018; Vegbygging)

Veg-type	Hovedveger (H)			Samleveger (S)			Atkomstveger (A)			Gang- og sykkelveger (G/S)		
	Ktr.-omfang	Enkl.-verdi	Mid.-verdi	Ktr.-omfang	Enkl.-verdi	Mid.-verdi	Ktr.-omfang	Enkl.-verdi	Mid.-verdi	Ktr.-omfang	Enkl.-verdi	Mid.-verdi
Høyde												
Maks.	–	+40	+20	–	+60	+20	–	+80	+30	–	+60	+20
Min.	25	-40	-30	25	-60	-50	10	-80	-70	10	-60	-50
Bredde/ Skråning												
Maks.	–	+200	+200	–	+300	+300	–	+400	+400	–	+300	+300
Min.	25	-200	0	25	-200	0	10	-200	0	10	-200	0

Figur 0.12 Toleranser for geometriske krav planum (mm) pr. 500 m. (Etter figur 302.5 i 018; Vegbygging.)

Kontrollen med hensyn til planeringsbredder og jevnhet av skråninger utføres i snitt hver 20 m.

Aktuelle metoder for kontroll av komprimering er:

- isotopmåler
- nivellement
- platebelastning
- dynamiske målinger
- registrering av antall overfarer

Ved ujevne resultater skal kontrollen intensiveres og tiltak vurderes.

0.10 Dokumentasjon av utført kvalitet

For dokumentasjon av utført kvalitet bør følgende registreres (minimums-dokumentasjon):

- forundersøkelser av betydning for framtidige forhold
- hvor det er grunnforsterket og type forsterkning/utførelse
- utkilinger; dybde, lengde
- representative kvalitetsdata, herunder:
 - * materialkvalitet
 - * komprimering
 - * lagtykkelser
 - * skråningshelning
- spesielle løsninger/forhold

0.10 Referanser

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging. Håndbok 018. Oslo 1991.
- (2) Statens vegvesen, Sikring av vegskråninger; Veiledning til 018. Håndbok 165. Oslo 1993.
- (3) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging. Håndbok 016. 2. utgave Oslo 1992.
- (4) Statens vegvesen, Kvalitetssikring for vegproduksjon. Håndbok 143. Oslo 1988.
- (5) Statens vegvesen, Ferjeleier, planlegging og prosjektering. Håndbok 004. Oslo
- (6) Håvard Østlid, Brukbarhet av masser til oppbygging av vegfyllinger. Internrapport nr. 817, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1976
- (7) Bjørn Wivestad, Bolsøybrua; Geoteknisk sluttrapport. Rapport nr. 41, Statens vegvesen, Møre og Romsdal. Molde 1992.
- (8) Statens vegvesen, Drenering for vegar. Meddelelse nr. 22, veglaboratoriet. Oslo 1965.

1. FYLLINGER AV SILT, SAND OG GRUS

INNHold

1.0	Generelt	27
1.1	Fyllinger av sand/grus	27
1.1.1	Brukbarhet av masser	27
1.1.2	Skråningshelning	28
1.1.3	Utlegging	29
1.1.4	Komprimering	29
1.2	Fyllinger av mellomjordarter	30
1.2.1	Brukbarhet av masser	30
1.2.2	Skråningshelning	31
1.2.3	Utlegging	32
1.2.4	Komprimering	32
1.3	Kontroll og oppfølging	33
1.4	Referanser	34

1.0 Generelt

I dette kapittelet behandles fyllinger bygget opp av naturlig dannede masser som silt, sand og grus. Massene kan deles i to grupper, grov sand/grus og mellomjordarter.

Grov sand/grus er masser med utpregede friksjonsegenskaper, og omtalen dekker dermed også velgraderte morenemasser med lite innhold av finstoff. Leirholdige morenemasser er behandlet i kapittel 2. Med mellomjordarter menes materialer i området fra fin silt til middels sand.

1.1 Fyllinger av sand/grus

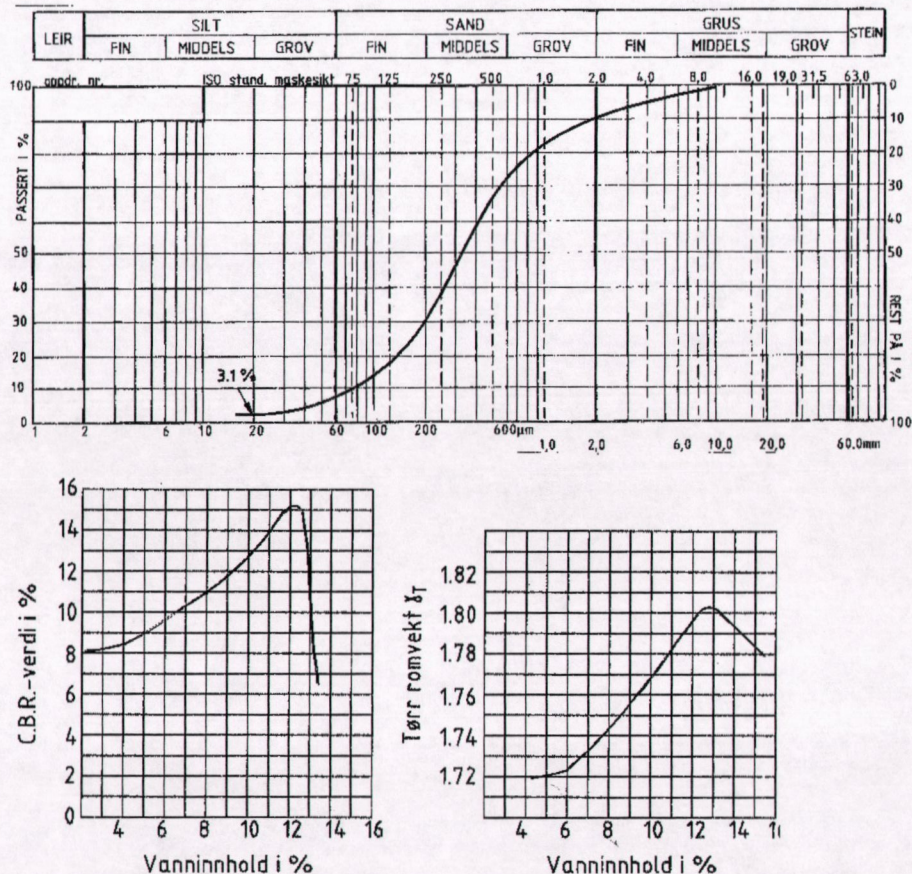
1.1.1 BRUKBARHET AV MASSER

Massene har utpregede friksjonsegenskaper, dvs. at det ikke er sterke bindingskrefter mellom mineralkornene i ubelastet tilstand. Videre er massene karakterisert ved at de er så permeable at det ikke bygges opp poretrykk i dem ved hurtige belastninger, f.eks. ved utlegging og komprimering.

Ved bedømmelse av massenes brukbarhet til vegfyllinger må vanninnhold og korngradering tillegges størst vekt. Av hensyn til permeabiliteten bør maks. 8 % av massen være mindre enn 0.075 mm. Vanninnholdet bør i utgangspunktet ikke ligge over ca. 15 % av tørrvekt. Humusinnholdet skal ikke overstige 3 %.

En mer detaljert vurdering må knyttes til komprimeringsforsøk på representative prøver av massene. Laboratorieforsøk basert på CBR-målinger og Standard Proctorforsøk, se (ref. 5), har vist at ikke telefarlige sandige/grusige materialer har maksimal bæreevne ved optimalt vanninnhold. Høyere vanninnhold gir bare liten reduksjon.

Når finstoffinnholdet øker, endres egenskapene. Litt telefarlige sandige/grusige materialer får redusert bæreevne når vanninnholdet overstiger det optimale, se eksempel i figur 1.1.



Figur 1.1 Eksempel på Standard Proctor og CBR-verdier for litt telefarlig sand. (Etter Rolf Eirum (ref. 5).)

1.1.2 SKRÅNINGSHELNING

Bratteste skråningshelning for fyllinger av sand og grus skal være 1:1,5. Hensyn til erosjon tilsier ofte at skråningen bør legges med slakere helning. For ensgraderte masser ($C_u < 5$) øker erosjonsfaren vesentlig, og disse bør ikke legges ut med skråningshelning brattere enn 1:2. For ensgraderte masser bør det normalt benyttes sikringstiltak i overflaten.

Behov for rekkverk kan unngås ved utslaking av skråningene. Krav til rekkverk i forhold til skråningshelning og fyllingshøyde er gitt i håndbok 166; Vegrekkverk (ref. 6).

Utslaking kan f.eks. gjøres ved å legge ut vrakmasser utenpå den ordinære fyllings-skråningen.

1.1.3 UTLEGGING

Fyllinger skal legges ut og komprimeres slik at det ikke oppstår uakseptable egen-setninger etter byggetiden, og slik at man oppnår størst mulig homogenitet i horisontal utstrekning.

Sand- og grusmasser legges ut lagvis med doser, i lag på 0,2 - 0,6 m tykkelse etter komprimering.

For tørre masser med vanninnhold vesentlig lavere enn optimalt w_{opt} , benyttes liten lagtykkelse; 0,2 - 0,3 m. For mer fuktige masser med vanninnhold nær w_{opt} , benyttes lagtykkelser på 0,3 - 0,5 m for sand og grus, og inntil 0,6 m for grovere masser (steinrik grus).

For utlegging av tørre masser lettes komprimeringsarbeidet vesentlig med vann.

1.1.4 KOMPRIMERING

Dimensjonerende krav til komprimering er 97 % Standard Proctor for de øverste 3 m av fyllingen, og 95 % Standard Proctor under dette nivået.

Veiledning med hensyn til valg av komprimeringsutstyr er gitt i figur 1.2.

Underbygningsmateriale	Konsistens	Komprimeringsutstyr	Masse tonn	Lagtykkelse mm	Antall passeringer
Grus, sand Selvdrenerende	Fuktig	Vibrerende slepvals	5-15	300 - 500/600	4-6
		Hjullaster/dumper	30-50		
	Tørr	Vibrerende slepvals	5-15	200 - 300	6-8
		Hjullaster/dumper	30-50		

Figur 1.2 Komprimering av fyllinger av sand og grus.

Tabellen er endret, i forhold til 018; Vegbygging (ref. 1), for bedre å være tilpasset dagens utstyr.

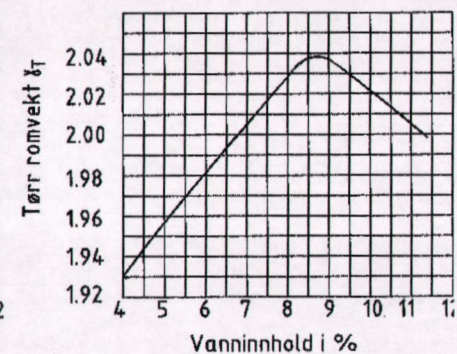
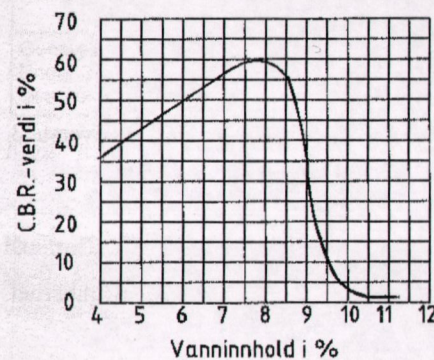
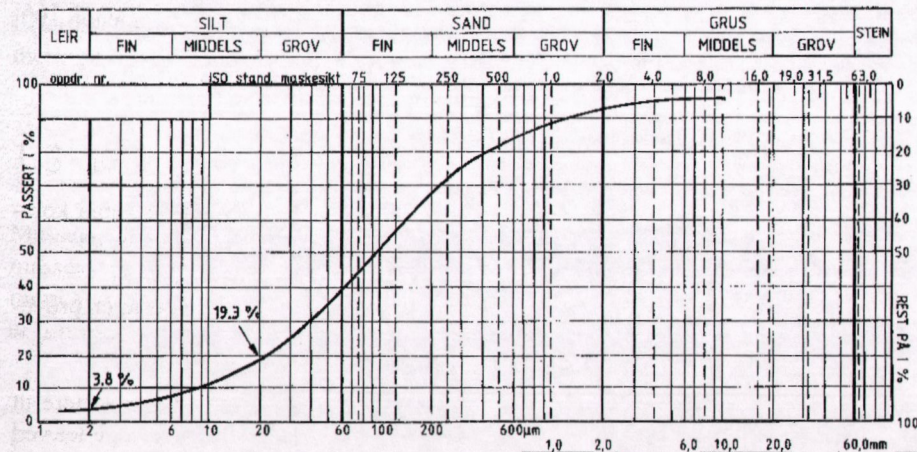
1.2 Fyllinger av mellomjordarter

1.2.1 BRUKBARHET AV MASSER

Mellomjordartene i området fin silt til middels sand har hverken utpregede kohesjons- eller friksjonsegenskaper, men en sammenblanding av disse. Ved utgraving er ofte massene lette å ha med å gjøre, mens det ved utlegging og påfølgende komprimering kan vise seg nesten umulig å trafikere overflaten. Det virker som om bæreevnen blir nesten borte, og komprimering fører ofte til at hele området blir «dissete».

Mellomjordartene er karakterisert ved at permeabiliteten er høy nok til kapillær transport av vann, og lav nok til at vann ikke kan slippe vekk under kortvarige belastninger. Dette har avgjørende betydning i praktisk bruk av massene. Under statisk belastning vil massene dreneres ganske hurtig, mens en dynamisk påkjenning fra komprimeringsutstyr eller vanlige anleggsmaskiner vil resultere i en økning av poretrykket i massene og elastiske deformasjoner. Disse deformasjonene er et resultat av at blant annet luft er eller blir innestengt i massene.

For mellomjordartene må vanninnholdet tillegges stor vekt. Undersøkelser, se (ref. 5), viser at man allerede ved optimalt vanninnhold har en lavere bæreevne enn når vanninnholdet er lavere enn det optimale. Øker vanninnholdet bare noen prosent over det optimale, synker bæreevnen sterkt. Se eksempelet i figur 1.3.



Figur 1.3 Eksempel på Standard Proctor- og CBR-verdier for en mellomjordart. (Etter Rolf Eirum (ref. 5).)

1.2.2 SKRÅNINGHELNING

For mellomjordartene (i håndbok 018 karakterisert som finsand/silt) er bratteste tillatte skråningshelning 1:2. Av hensyn til erosjonsfare og stabilitet av fyllingen vil det ofte være aktuelt å benytte slakere helninger.

Hensyn til rekkverksbehov kan også tilsi valg av slakere helning, se håndbok 166; Vegrekkverk (ref. 6).

1.2.3 UTLEGGING

Massene legges ut lagvis med hjullaster / doser, i lag på 0,2 m tykkelse etter komprimering.

For valg av riktig framgangsmåte og utstyr kan det være aktuelt å utføre en prøveutlegging for å sammenligne med laboratorieresultatene.

Ved utlegging av steinholdige masser (morene) vil det være aktuelt å sortere ut stein som er større enn lagtykkelsen i forbindelse med uttak av massene, eller ved mottak på fyllingen.

1.2.4 KOMPRIMERING

Dimensjonerende krav til komprimering er 97 % Standard Proctor for de øverste 3 m av fyllingen, og 95 % Standard Proctor under dette nivået.

Veiledning med hensyn til valg av komprimeringsutstyr er gitt i figur 1.4.

Bruk av vibrerende utstyr til koprimering av bløte masser frarådes. Se; Brukbarhet av masser til oppbygging av vegfyllinger (ref. 4).

Underbygningsmateriale	Konsistens	Kompri-meringsutstyr	Masse tonn	Lag-tykkelse mm	Antall passer-inger
Finsand Silt	Bløt	Beltmaskin	8 – 10	200	2 – 4
		Vibrerende slepvals	6 – 8	200	4 – 6
	Tørr	Hjullaster/dumper	30 – 50		2 – 4
		Gummihjuls-vals	15 – 20		4 – 6

Figur 1.4 Komprimering av fyllinger av mellomjordarter

Erfaringer har vist at bruk av gummihjulutstyr kan være svært effektivt ved komprimering i «tørre» mellomjordarter.

1.3 Kontroll og oppfølging

Massenes brukbarhet skal være vurdert på forhånd. For å fange opp variasjoner i massekvalitet og utførelse er det nødvendig med kontroll og oppfølging. Minimum kontrollomfang er angitt i avsnitt 0.9. Krav og toleranser for komprimering er gitt i tabellen nedenfor.

Plassering i fylling	Dimensjonerende krav	5 prøver eller flere		Mindre enn 5 prøver Enkeltverdi
		Middelverdi	Enkeltverdi	
Generelt				
Under 3 m dybde	95 %	Min. 96 %	Mid.verdi – 5 Min. 91 %	Mid.verdi – 2 Min. 94 %
Øverste 3 m	97 %	Min. 98 %	Min. 93 %	Min. 96 %

Figur 1.5 Toleranser for komprimering, Standard Proctor. (Etter figur 302.4 i håndbok 018 (ref. 1))

Kontrollen bør også omfatte lagtykkelser og skråningshelning. Dersom det er vanskelig å overholde krav til lagtykkelser, kan flising være et nyttig hjelpemiddel, det vises til kapittel 2, avsnitt 2.7.2.

1.4 Referanser

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging. Håndbok 018. Oslo 1991.
- (2) Statens vegvesen, Laboratorieundersøkelser. Håndbok 014. Oslo 1983.
- (3) Statens vegvesen, Feltundersøkelser. Håndbok 015 Oslo 1984.
- (4) Håvard Østlid, Brukbarhet av masser til oppbygging av vegfyllinger. Intern rapport nr.817, Veglaboratoriet. Oslo 1976
- (5) Rolf Eirum, Jordarters vannømfintlighet - orienterende undersøkelse av forholdet vanninnhold / bæreevne. Intern rapport nr. 512, Veglaboratoriet. Oslo 1973.
- (6) Statens vegvesen, Vegrekkverk; Veiledning til 018. Håndbok 166. Oslo 1993.

2. FYLLINGER AV LEIRE

INNHold

2.1	Planlegging	37
2.2	Brukbarhet av masser	37
2.2.1	Massetyper	37
2.2.2	Leire	38
2.2.3	Leirig morene	45
2.3	Forarbeider	45
2.4	Utlekking	45
2.4.1	Lagtykkelser	45
2.4.2	Sandlag	46
2.4.3	Komprimering	47
2.5	Geometri	48
2.6	Valg av maskiner	49
2.6.1	Leire med stor bæreevne	50
2.6.2	Leire med middels bæreevne	51
2.6.3	Leire med lav bæreevne	51
2.7	Kontroll og oppfølging	52
2.7.1	Materialer	52
2.7.2	Lagtykkelser	53
2.7.3	Komprimering	54
2.7.4	Poretrykk	54
2.8	Værforhold	55
2.9	Overbygning	56
2.10	Referanser	56

2.1 Planlegging

Leirfyllinger må først og fremst dimensjoneres og utføres slik at krav til sikkerhet mot utglidning er tatt vare på, og at setningene kan aksepteres ut fra kravet til vegstandard og kjørekomfort. I annen rekke må krav til utforming og utførelse avstemmes slik at økonomiske, og landskapsestetiske momenter er vurdert.

Planlegging av leirfyllinger må utføres av personell med solide kunnskaper innenfor fagfeltet geoteknikk. I planleggingsfasen er det nødvendig med et nært samarbeid mellom geoteknisk saksbehandler, vegplanlegger og anleggsleder (anleggs-avd.) for at kvalitetskravene skal bli oppfylt. Dette gjelder for alle elementene i leirfyllingen, så som eventuelle bekkelukninger, drenering, massetyper, oppbygging, skråningshelninger, stabilitet og setninger.

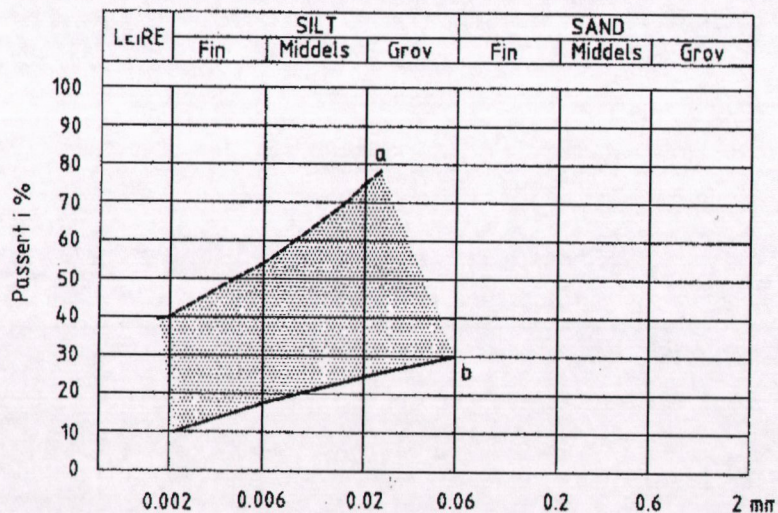
2.2 Brukbarhet av masser

2.2.1 MASSETYPER

Fyllmassenes egenskaper undersøkes på prøver som tas opp mens massene ligger urørt i bakken. Prøvene analyseres og resultatene tegnes opp i borprofil og kornfordelingskurver. Ut i fra dette kan en bedømme om massene er egnet til oppbygging av fyllinger.

De viktigste kriteriene ved bedømmelsen er vanninnhold og korngradering og til en viss grad skjærstyrke og sensitivitet.

Til oppbygging av leirfyllinger er det aktuelt å bruke leirig silt, siltig leire eller leire. På figur 2.1 angir det skraverte feltet variasjonsområdet som en har erfaring fra når det gjelder oppbygging av leirfyllinger.



Figur 2.1 Erfaringsområde for kornfordeling av leire til vegfyllinger

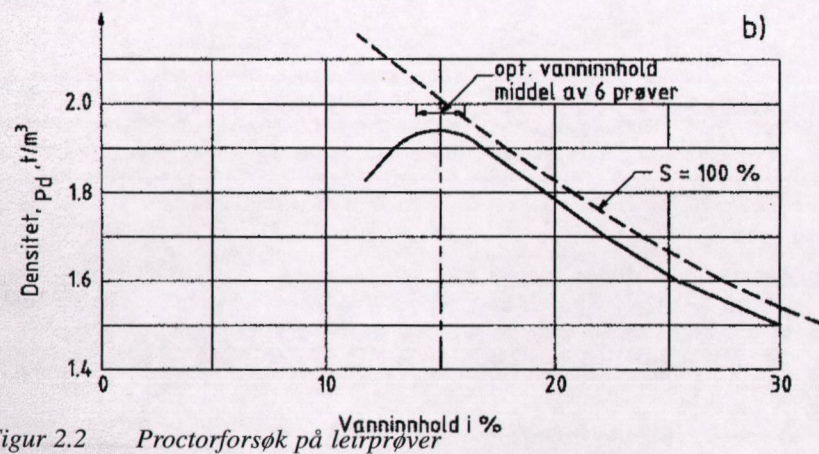
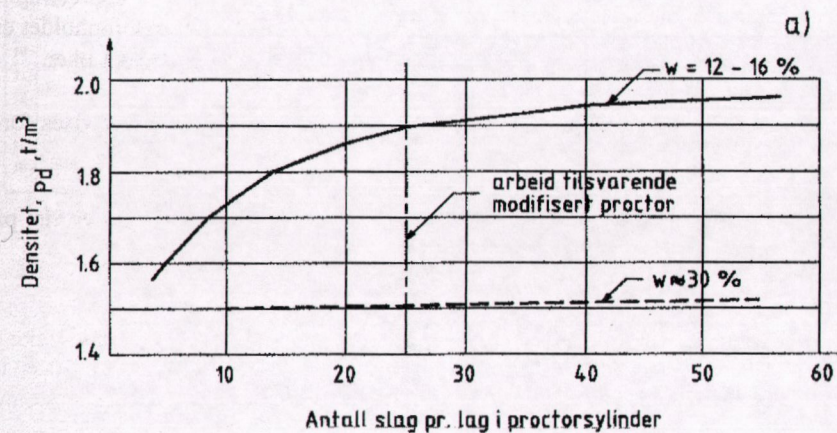
Et materiales bæreevne er en sentral faktor når det gjelder brukbarhet. Materialene må kunne bære utstyret som brukes til utlegging og komprimering, slik at overflaten blir jevn og tett. Rett etter utlegging er materialene minst bæredyktige på grunn av at de har lave og ujevne romvekter. Etterhvert som romvekten øker med komprimeringen, øker også bæreevnen.

2.2.2 LEIRE

Den delen av tørrskorpeleira som har et naturlig vanninnhold mindre enn 30 % av tørrvekt, kan normalt brukes til vegfyllinger her i landet. Typisk variasjonsområde er 15-30 % for masser med leirinnhold 10-40 %. Skjærstyrken bør være over 50 kPa for uomrørt og over 10 kPa for omrørt tilstand.

Det meste av den leira som kan brukes til oppbygging av vegfyllinger, kan klassifiseres som tørrskorpeleire. Denne leira finnes i topplaget over annen leire. Vanligvis har slik leire en noe lysere farge og er tørrere enn leire fra større dybder. Tørrskorpeleira er karakterisert ved at uttørring og kjemiske forandringer har endret de opprinnelige egenskapene slik at skjærstyrken er øket betraktelig og vanninnholdet har sunket.

Tørrskorpeleire er tørr og oppsprukket og gir vanligvis ingen problemer ved utgraving og transport. Mellomlagring må likevel unngås, nettopp fordi den er oppsprukket og åpen, og lett fylles med regn- og overflatevann. Vanninnholdet kan raskt bli så høyt at den vil være ubruktbar til vegfylling.



Figur 2.2 Proctorforsøk på leirprøver

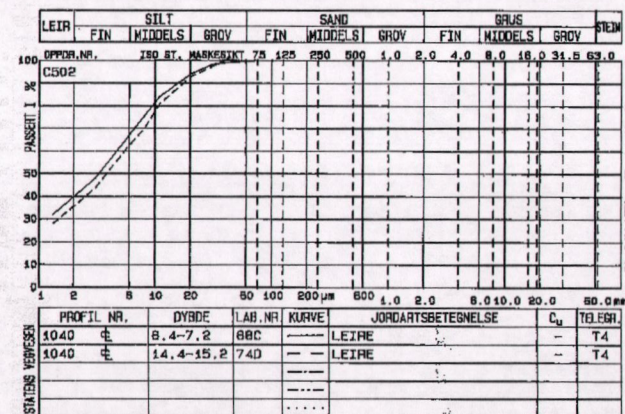
Ved begrenset bruk (planlagt eller tilfeldig) av noe bløtere masser enn vanlig/ønskelig, kan det kompenseres ved å blande inn tørrere masser evt. sand for å rette opp fyllingen der bæreevnen blir for liten og spordannelsen for stor.

Figur 2.2 viser resultat av komprimeringsforsøk på leire. Figur 2.2 a) er resultat av et vanlig Proctorforsøk som viser at optimalt vanninnhold ligger på ca. 15 %. Figur 2.2 b) viser hvordan densiteten øker når en øker komprimeringsarbeidet. Forsøket er utført i Proctorsylinder. Komprimeringsarbeidet er økt ved å øke antall slag pr. lag ved innbyggingen. Når vanninnholdet er 12 - 16 % (ca. optimalt vanninnhold) øker densiteten med økende komprimeringsarbeid. Når vanninnholdet er 30 % er densiteten tilnærmet konstant, selv om komprimeringsarbeidet øker.

Leire med vanninnhold 20 % kan være vanskelig å komprimere. Det vises forøvrig til punkt 2.6.1.

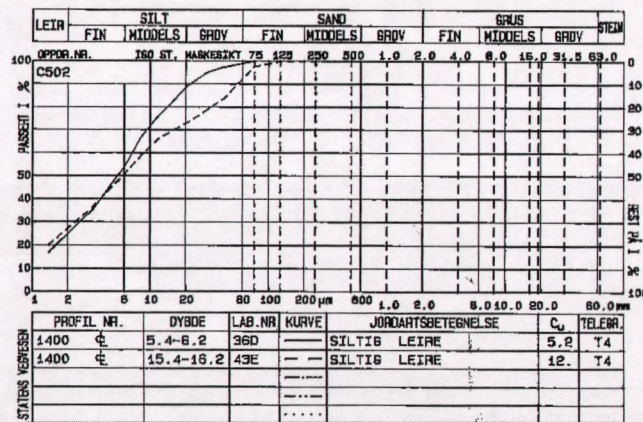
Noen eksempler på bedømming av brukbarhet av leire til vegfyllinger er vist på figur 2.3 a) - d).

Oppdr.nr. : C502		Prøveserie: 1040 ☐		Analyseår: 1972		Prøvetaker: NSI 54MM								
Dybde i m	Materiale	Bøye i m	Vanninnhold %			γ KN/m ³	St	Skjærstyrke KN/m ²						
			20	40	60			20	40	60	80	100		
1	LEIRIG SILT	63				20.4	4							
2	"	64				20.3	16							
3	"	65				19.8	30							
4	"	66				20.4	27							
5	"	67				19.3	61							
6	"	68				20.3	61							
7	LEIRE	kvikk				21.2	54							
8	LEIRIG SILT	kvikk				18.7	71							
9	"					18.7	71							
10	"					18.7	71							
11	"					18.7	71							
12	"					18.5	87							
13	"					19.7	22							
14	"					19.7	22							
15	LEIRE					19.7	30							



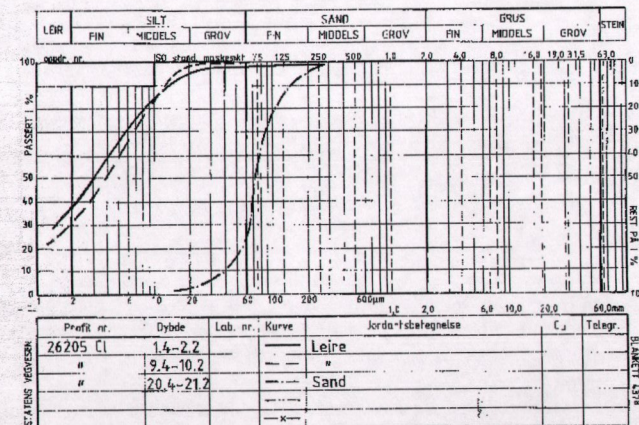
Figur 2.3 a) Eksempel på bedømmelse av brukbarhet. Selv om vanninnholdet er mindre enn 30 % ned til ca. 5m dybde er det et markert sprang i både uomrørt og omrørt skjærstyrke ved 2,5m dybde. Sensitivitet og omrørt skjærstyrke tilsier kvikk leire i 4m dybde. Nedre grense for brukbare masser til vegfyllinger settes her til 2.5m dybde.

Oppdr.nr. : C502		Analyseår: 1990		Prøvetaker: NGI 54MM										
Dybde i m	Materiale	Bærende lag	Vanninnhold %			γ kN/m ³	S_t	Skjærstyrke kN/m ²						
			20	40	60			20	40	60	80	100		
1														
2	LEIRIG SILT	32					3							
3		33				20.5								
4	SILTIG LEIRE	34				20.1	4							
5		35				19.8	12							
6		36				19.7	9							
7		37				19.3	8							
8		38				18.5	13							
9		39				18.7	11							
10		40				20.0	8							
11														
12		41				19.8	11							
13														
14		42				20.5	18							
15														
16		43				20.9	22							



Figur 2.3 b) Eksempel på bedømmelse av brukbarhet. Også her er vanninnholdet mindre enn 30% ned til ca. 6m dybde, og det er ingen markerte sprang i skjærstyrken. For at leira skal kunne klassifiseres som tørrskorpeleire, bør skjærstyrken ligge over ca. 50 kPa. Nedre grense for brukbare masser settes derfor her til 4m dybde.

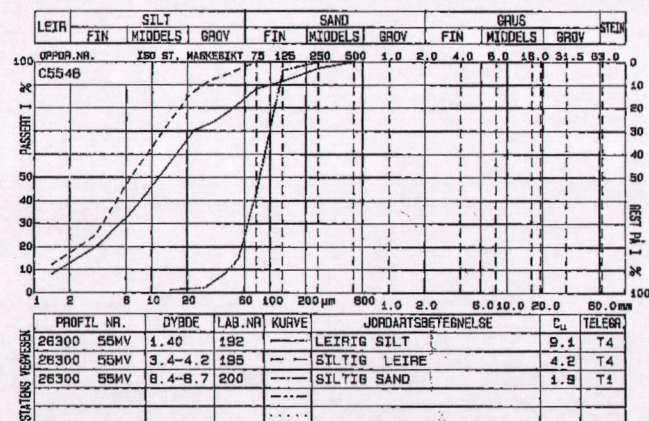
Prøveserie 26205 C1		Prøvetaker NGI Ø 54 mm												
Dybde i m	Materiale	Prøve	Vanninnhold %			γ kN/m ³	S_t	Skjærstyrke kN/m ²						
			20	40	60			20	40	60	80	100	120	140
1	Sand - Grus	58				2.01								
2	Leirig silt	59				1.96	6							
3	"	60				1.94	23							
4	"	61				1.92	7							
5	"	62				1.97	10							
6	"	63	Siltlag			2.01	7							
7	"	64				1.96	7							
8	Leire													
9	"	65				1.93	2							
10	"	66				1.89	5							
11	"													
12	"	67				1.97	7							
13	"													
14	"	68				2.01	10							
15														
16														
17														
18														
19														
20														
21														



Figur 2.3 c) Eksempel på bedømmelse av brukbarhet. Ved ca. 2,5m dybde er det en klar økning i vanninnholdet. Selv om skjærstyrken videre er akseptabel, vil vanninnholdet være for stort til at massene kan brukes til oppbygging av vegfyllinger. Nedre grense settes da til 2m dybde.

Oppdr.nr. : C554B		Prøveserie: 26300 55MV		Analyseår: 1976		Prøvetaker: N6I 54MM								
Dybde i m	Materiale	Lag nr.	Vanninnhold %			γ _s KN/m ³	S _t	Skjærstyrke kN/m ²						
			20	40	60			20	40	60	80	100		
1	LEIRIG SANDIG SILT	192												
2	SILTIG LEIRE	193				20.2	2							
3	LEIRIG SILT	194				19.8	9							
4	SILTIG LEIRE	195				19.3	13							
5	LEIRIG SILT	196				19.3	8							
6	LEIRIG SILT	197				19.3	13							
7	LEIRIG SILT	198				19.5	11							
8	LEIRIG SILT	199				19.4	13							
	SILTIG SAND	200				16.3								

1) Brukbar til vegfyllinger
2) Brukbar ved gunstige værforhold



Figur 2.3 d) Eksempel på bedømmelse av brukbarhet. Ved 3,5m dybde øker vanninnholdet til over 30%, samtidig som det er en klar reduksjon i skjærstyrken. Grensen for brukbare masser settes til 3,5m. Ut fra skjærstyrken kan det likevel ved gunstige værforhold (tørt og varmt) være mulig å bruke massene ned til ca. 5m dybde.

2.2.3 LEIRIG MORENE

Dette er masser med innhold av både leire, silt, sand og grus, dvs. velgraderte materialer. Pga. siltinnholdet kan de ofte ha en oppførsel som er lik mellomjordartene. Med andre ord veldig faste å grave ut, men problematiske å legge ut og komprimere. Ved vurdering av brukbarhet bør de vurderes som leire og behandles deretter.

2.3 Forarbeider

Når det gjelder matjord og rensk henvises det til kap.0.

Der leirfyllinger skal bygges over eksisterende bekker og elver, må dette vannet tas vare på. Enten ved at det ledes utenfor fyllingsområdet eller ved at det ledes inn i tette rør som legges i grøfter/bekkeleie under fyllinga. Dette vannet må ikke komme inn i fyllinga på grunn av faren for utvasking og oppbløtning som kan føre til utglidninger.

Det må videre sikres at vann fra grøfter eller ovenforliggende terreng ikke permanent kan renne inn i eller under fyllinga.

Der vannmengden (overvann) ikke er for stor, kan vannet midlertidig ledes inn i «pukkstrenger» som legges under vegfyllinga. Pukkstrengene må pakkes inn i fiberduk for å hindre inntrenging av finstoff. Slike pukkstrenger kan også nyttes som anleggsveger. Av praktiske årsaker, bl. a. bæreevne, bør strengene være min. 70 - 80 cm tykke og 4 - 5 m brede.

Grunnvann kan også tas vare på permanent ved å legge ut pukk, i strenger eller tepper (20 - 30 cm tykke), med forbindelse ned til pukkstreng i bekkeleiet.

2.4 Utlegging

2.4.1 LAGTYKKELSER

Ved utlegging av leirfyllinger skal massene legges ut lagvis i 20 cm tykke lag ferdig komprimert.

En forutsetning for at slike masser skal kunne benyttes til vegfyllinger, er at massene blir komprimert til en slik tetthet at de får en tilstrekkelig fasthet og derved sikkerhet mot utglidninger. Leira lar seg komprimere når den legges ut i 20 cm tykke lag. Tykkere lag lar seg ikke komprimere godt nok i dybden.

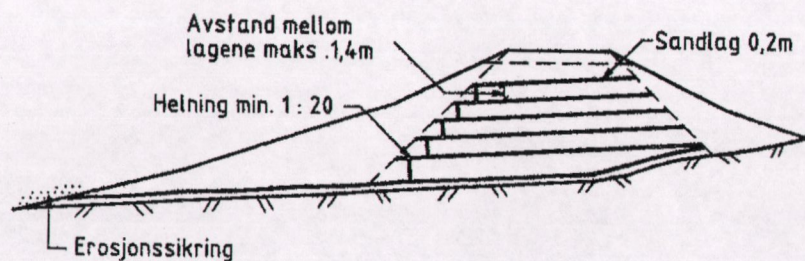
2.4.2 SANDLAG

Det skal legges inn 20 cm tykke sandlag for hver 1,4 m med leire. Dette gjelder for leirfyllinger med høyde over 3 m (fra terreng til traubunn). Med høyde lavere enn 3 m kan sandlagene sløyfes.

Sandlagene forbindes vertikalt med sandsøyler for hver 5 m, eventuelt med langs-gående grøfter. Hullene / grøftene graves opp med gravemaskin, og fylles igjen med sand sammen med utlegging av neste sandlag. Det nederste sandlaget må ha god forbindelse til et dreinsrør eller en pukkestreng under fyllinga, slik at det fra dreinssystemet, av sandlag, er fritt avløp ut av fyllingsområdet.

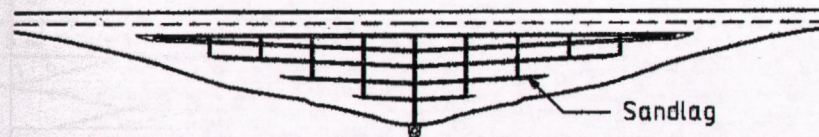
Det forutsettes at massene i sandlaget er tilsvarende telefarlighetsgrad T2 eller bedre, dvs. maks. 12% 0,02 mm av materiale < 19 mm.

Prinsippskisse for vegfylling av tørrskorpeleire med drenerende sandlag er vist på figur 2.4 og 2.5.

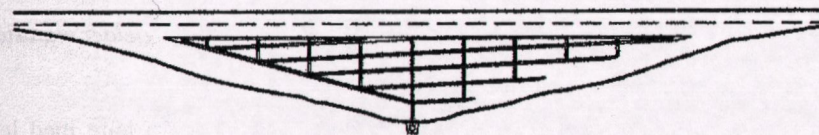


Figur 2.4 Prinsippskisse for vegfylling med drenerende sandlag. Tverrprofil.

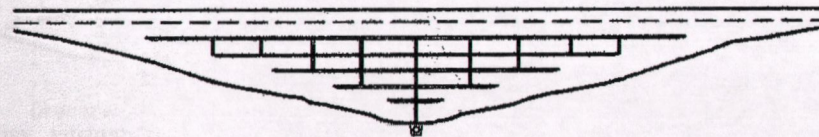
a) Tosidig helling (min. 1 : 20)



b) Ensidig helling (min. 1 : 20)



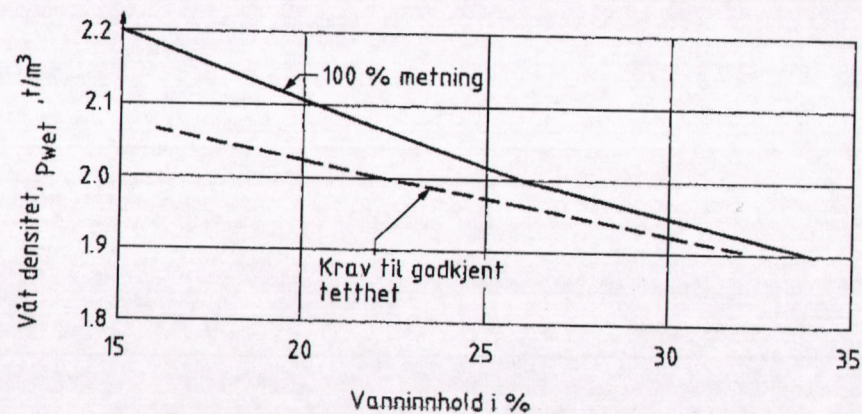
c) Uten helling



Figur 2.5 Prinsippskisse for vegfylling med drenerende sandlag. Lengdeprofil.

2.4.3 KOMPRIMERING

Hvert leirlag skal komprimeres tilstrekkelig til at klumper knuses og en får en homogen masse med minst mulig luftinnhold. Det er målt densitet som gir uttrykk for komprimeringsgraden. Akseptabel våt densitet varierer med vanninnholdet, som det framgår av kravet til våt densitet i figur 2.6.



Figur 2.6 Eksempel på krav til komprimering av leire, kurvene gjelder materiale med tørr densitet $\rho_s = 2,73/cm^3$

Eksemplet på en godkjenningskurve er basert på erfaringer fra leire med leirinnhold 15 - 30 %. Kurven vil variere ut fra stedlige forhold.

Lokale forhold kan gjøre det nødvendig å endre godkjenningskurven.

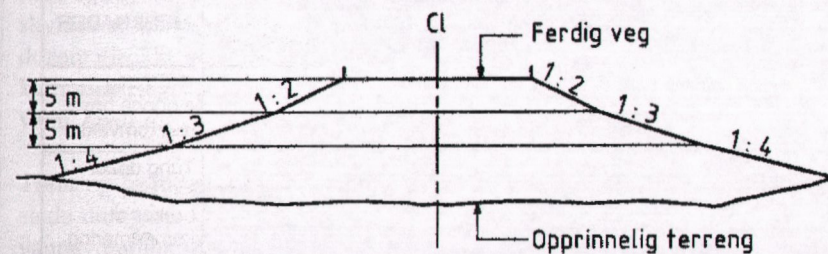
2.5 Geometri

Ut fra beregninger og erfaringer bygd på omfattende målinger av densitet, vanninnhold, poretrykk og spenninger i ferdigbygde fyllinger er det fastsatt hvordan fyllingene skal utformes geometrisk.

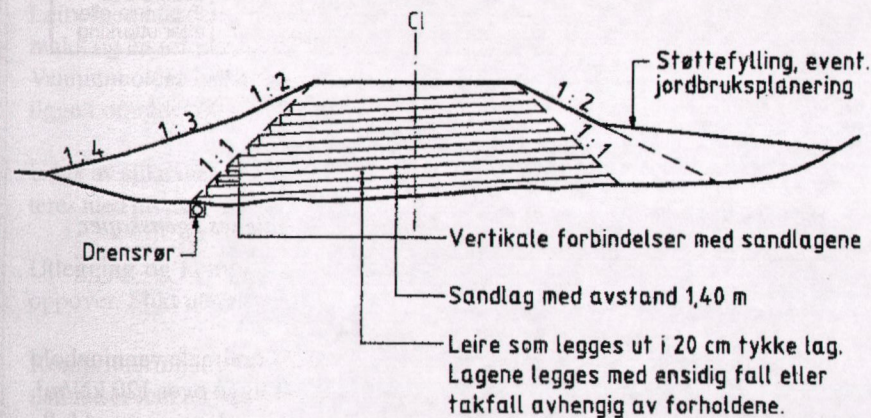
På figur 2.7 er utformingen vist i tverrprofil.

På figur 2.8 er geometrien vist med innlagte sandlag.

Av anleggstekniske årsaker, for å lette avrenningen av regnvann, skal leire- og sandlagene legges med ensidig fall, helning 1:20 (5 %), eventuelt også med fall i lengderetningen.



Figur 2.7 Tverrprofil av leirfylling



Figur 2.8 Tverrprofil med drenerende sandlag

2.6 Valg av maskiner

På figur 2.9 er det vist i tabell en anbefaling til valg av maskiner avhengig av materialenes egenskaper.

w %	su kPa	tri- aks1 kPa	MASKINTYPER				MERKNADER
			UTTAK	TRANSPORT	UTLEGGING	KOMPRIMERING	
20	250	180	Tung dozer 30 t	Dozer	Dozer	Tung hjul- maskin 30 t	Vanskelig å oppnå høye nok romvekter
23	110	120	Dozer 20–30 t	Dozer	Dozer	Middels hjulmaskin 15–25 t	Tung dozer kan ofte brukes til komprimering
26	60	30	Dozer 15–30 t	Dozer 2) Laste- vogn	Dozer 2) LGP	Dozer helst > 30 t 2) > 20 t	Større spor- dannelser
30	20	10	Grave- maskin	Lastevogn	Dozer < 10 t LGP 3)	Dozer ofte < 10 t 2) LGP	Meget store spordannelser 2) Evt. motfylling
> 30	10	–	Grave- maskin 4)	Lastevogn	Kan ikke brukes i vegfylling Evt. til motfylling	Planeres ut i lag 0,5–1,0 m tykke. 2) Evt. sandlag	Kan bare tra- fikkeres med de letteste dozere LGP 2) på tele eller etter uttørring

- 1) Gjelder komprimerte masser
- 2) Gjelder for sensitiv leire
- 3) Ofte helt uegnet til vegfylling hvis leira er sensitiv
- 4) Dragline kan være aktuelt ved sensitiv leire

Figur 2.9 Anbefaling til maskinvalg avhengig av leirmaterialenes egenskaper.

2.6.1 LEIRE MED STOR BÆREEVNE

Vanninnholdet ligger vanligvis i nærheten av eller under det optimale vanninnhold for massene, i området 15–20 % av tørrvekt. Skjæstyrke vil ligge over 120 kN/m². Slike leirer vil være så faste at de kan trafikkeres med lastebiler/dumpere med fulle lass uten noen vanskeligheter.

Slike leirer kan tas ut med dozer eller gravemaskin. Massene kan transporteres med lastebiler/dumpere, eller med dozere ved korte (200 - 400 m) transportlengder.

Utlekking av slike faste leirer (20 cm lagtykkelse ferdig komprimert) må utføres med dozere. Tungt utstyr (40 - 50 tonn) er vanligvis en fordel.

Med slike masser er det komprimeringsarbeidet som kan føre til problemer. Dette skyldes at leira er så fast at den er vanskelig å knuse ned, og komprimering med dozere gir ikke god nok komprimering uansett hvor tungt utstyr som brukes. Etter komprimering vil massene inneholde store mengder luft som senere gir plass til vann. Over tid vil dette føre til oppbløting og nedsatt fasthet/bæreevne.

Tørre og faste leirer kan best komprimeres med store hjullastere eller med fullastede dumpere. Gummihjulsutstyr gir også en tett og jevn overflate som gir god vannavrenning. Komprimeringen må utføres slik at hele overflaten (på hvert leirlag) blir dekket av hjulspor, om nødvendig med kjøring i begge retninger i forhold til veglinja. Komprimeringskontroll avgjør når komprimeringen er god nok. Ujevnheter kan lett rettes opp med dozere før videre komprimering.

Sauefotvalser eller vibrovalser er absolutt uegnet i slike masser.

2.6.2 LEIRE MED MIDDELS BÆREEVNE

Leire med middels bæreevne er karakterisert ved et vanninnhold noe over det optimale, og en tom lastebil/dumper kan kjøre på slike masser med noe spordannelser. Vanninnholdet i slik leire vil ligge på 20 - 25 % av tørrvekt, og skjærstyrken vil ligge i området 60 - 120 kN/m².

Uttak av slike masser kan gjøres med dozer eller gravemaskin. Massene kan transporteres med lastebil/dumper eller med dozer ved kortere (200 - 400 m) transportlengder.

Utlekking og komprimering kan utføres med dozer, med vekt fra ca 30 tonn og oppover. Slikt utstyr gir vanligvis gode resultater med hensyn til komprimeringen.

Komprimering med gummihjulsutstyr kan også gå greit, men problemer med spordannelser kan nå begynne å melde seg. Dype spor er tegn på at utstyret er for tungt eller har for høyt marktrykk.

Ved bruk av dozere anbefales det at disse utstyres med belter med trekantprofil på griplplatene. Dette profilet gjør at det i mindre grad blir revet løs leirstykker, og følgelig ikke så lett gir anledning til opptak av vann i overflaten.

2.6.3 LEIRE MED LAV BÆREEVNE

Leire med lav bæreevne er ofte karakterisert ved mørkere farge, og vanninnholdet

er mer enn 25-30 % (ofte i området 1,2 - 1,3 x plastisitetsgrensen). Skjærstyrken vil ligge i området 20 - 60 kN/m². En tom lastebil kan ikke komme fram på grunn av spordannelser. Slik leire bør håndteres forsiktig i alle operasjoner og ikke unødig rotes opp, da dette vil redusere bæreevnen betydelig.

Uttak av slike masser kan gjøres med dozer, men vanskeligheter kan oppstå ganske snart med store spordannelser og unødig omrøring av massene. Alternativet er da å ta ut massene med gravemaskin og videre opplasting på lastebil/-dumper. Bruk av gravemaskin bør også vurderes ut fra hensynet til at det da er enklere, og nå mere påkrevet, å skille brukbare fra ubrukbare masser.

Transport over slike masser krever spesielle transportveger, da leira har for lav bæreevne til at den vil tåle belastninger fra lastebiler eller dumpere.

Leirmassene må tippes ved enden av fyllingene, og det må regnes med å benytte små dozere - 10 tonn eller mindre, med lavt marktrykk (LGP) - både til utlegging og komprimering av massene. Når slik leire legges ut i lag, vil som regel komprimeringen bli tilfredstillende når det beltes over tett i tett. Kontroll av densiteten må påvise at komprimeringen er tilfredstillende.

2.7 Kontroll og oppfølging

2.7.1 MATERIALER

På forhånd skal det tas prøver av massene som skal brukes til leirfyllinger. Prøvene må analyseres for å bestemme korngradering, vanninnhold, konsistensgrenser og skjærstyrke. Prøveomfanget må tilpasses de stedlige variasjonene i grunnforholdene (korngraderingene).

Ut fra vanninnholdet er det satt opp krav til våt densitet, som tidligere vist på figur 2.6. Det gjøres oppmerksom på at disse vanninnholdsverdiene er fra analyser på tørkede leirprøver (i laboratoriet), og ikke fra isotopmålinger (i felt), jfr. pkt. 2.7.3.

Vanninnhold målt med isotopmålinger (f.eks. Troxler) gir høyere verdier enn målte verdier fra tørkede leirprøver i laboratoriet. I tillegg til fritt vann mellom leir-partiklene, kommer også det vannet som er kjemisk bundet til partiklene, med i verdiene fra isotopmålingene.

Ved utlegging av fyllinger skal det tas nye prøver, av de massene som legges ut, for å få fram kornfordelingskurver og vanninnhold. Disse skal sammenholdes med de tidligere utførte analysene på prøver fra massetakene. Kravene til minimum prøveomfang er vist i tabell på figur 2.10, for leire og leirig morene.

KONTROLL AV	KVALITETSKRAV TIL	KONTROLLOMFANG				
		pr. mengde-enhet *	minimum antall prøver			Tilsyn
			H	S	A	
Klassifisering	Korngradering Vanninnhold Plastisitet Humusinnhold	1000 m ³	2	2	V	Kontinuerlig
Komprimering	Spesielle krav	1000 m ³	5	2	2	Kontinuerlig

V = visuell kontroll

* = hvert lag skal måles, også fyllinger < 1000 m³

Figur 2.10 Minimum kontrollomfang ved oppbygging av fyllinger, leire og leirig morene.

2.7.2 LAGTYKKELSER

Massene skal legges ut i 20 cm tykke lag med komprimering for hvert lag. For at lagtykkelsen skal kunne dokumenteres er det nødvendig at hvert lag følges opp med nivellement eller ved bruk av laser.

Det må da brukes «totalstasjon», slik at det f.eks. innenfor hvert sandlag måles lagtykkelser i de samme koordinatbestemte punktene. Et annet alternativ er flising i CL og på begge vegkanter for hver 20 m. Da må flisene fjernes for hvert lag slik at også disse punktene får tilstrekkelig komprimering.

Lagtykkelsene skal måles og dokumenteres med min. 5 målinger pr. 1000 m³. Det skal også utføres målinger for hvert lag selv om fyllingen er mindre enn 1000 m³.

For hvert sandlag skal det settes ut fliser som viser topp sandlag. Lagene skal ha en tykkelse på 20 cm. Det må kontrolleres at lagene kommer der de skal, at alle sandlag har forbindelse nedover og ut av fyllinga, slik at overskuddsvann kan renne ut.

Ellers er visuell kontroll en viktig del av kontrollarbeidet. Fyllingene skal bygges opp jevnt, i full bredde med riktig fall og det skal være god orden på de ulike ar-

beidsoperasjonene. Det siste er ofte den beste garanti for at resultatet av arbeidet skal bli tilfredstillende.

2.7.3 KOMPRIMERING

Hvert leirlag skal komprimeres til krav til godkjent tetthet er oppnådd, se figur 2.4. Komprimeringskontrollen utføres ved å måle tettheten (våt densitet) på de utlagte leirlagene ved hjelp av isotopmåler. Denne metoden gir resultatene med en gang, og eventuell ekstra komprimering kan utføres umiddelbart og ingen tid går tapt.

Kontrollen skal utføres og dokumenteres med min. 5 målinger for hvert lag eller pr. 1000 m³, se figur 2.10.

Eventuell justering av nødvendig komprimeringsarbeid må vurderes ut fra vanninnholdet målt på tørkede leirprøver fra før og etter utlegging/komprimering. Måling av vanninnhold med isotopmåler gir høyere verdier og kan ikke benyttes som sammenligningsgrunnlag.

2.7.4 PORETRYKK

Poretrykk i komprimert leire er et resultat av vanninnhold, komprimering og belastning. Ved høye vanninnhold, dvs. godt over det optimale, vil ofte økningen i poretrykk tilsvare økningen i belastning, dvs. vekten av nye leirlag, som plasseres over. Ved lavere vanninnhold, rundt det optimale eller lavere, vil ikke tilleggsbelastninger gi en tilsvarende økning i poretrykk.

Skjærstyrken/fastheten i leirfyllinger (og andre løsmasser) er avhengig av størrelsen på poretrykket. Lave poretrykk gir høy skjærstyrke, og høye poretrykk gir lav skjærstyrke. Sikkerheten mot utglidning av fyllinger er videre avhengig av skjærstyrken.

Dette fører da til at utviklingen av poretrykk i leirfyllinger er avgjørende for sikkerheten mot utglidninger.

Ved f.eks. heldøgnsdrift på fyllinger kan oppbyggingen gå så raskt at poretrykket overstiger en grenseverdi som fører til utglidning av fyllinga.

Ved store (høyde > 10 m) leirfyllinger er det derfor ofte nødvendig med målinger av poretrykkene mens fyllingsarbeidet pågår. De målte verdiene må så sammenlignes med de maksimumsverdiene som stabilitetsberegninger viser er akseptable.

2.8 Værforhold

Utlekking av leirfyllinger skal utføres i sommerhalvåret under våre klimatiske forhold. Masser som inneholder snø og is eller tele skal ikke brukes i fyllinger. Sesongen for leirfyllingsarbeider begrenses derfor til perioden fra ca. mai til ca september, men må tilpasses lokale forhold.

Masser som beskrevet i avsnitt 2.2. blir lett påvirket av vann. Ved høye leirinnhold er massene tette, og vanninntrengingen begrenses da til en sone nær overflaten på fyllingene. Ved lavere leirinnhold er massene mer åpne, og vanninntrengingen blir da dypere.

Ved regnvær blir massene sleipe og oppbløtte, og fyllingsarbeidene må da innstilles. Etter et regnvær vil det ta en viss tid før overflaten er såpass opptørket at arbeidene kan fortsette. For å redusere denne tiden er det viktig at fyllinga hele tiden har et relativt jevnt tverrfall som letter avrenningen av regnvannet. Når det er meldt regn, bør fyllinga kjøres over med glattvals for å få en glattere overflate som letter avrenningen ytterligere. Dette bør også gjøres hvis fyllinga skal stå urørt en tid, f.eks. over helgen.

Oppbløtte lag i fyllingene vil kunne danne glidesjikt med fare for utglidninger. For å unngå dette, må oppbløtte masser dozes ut av fyllingene før videre oppfylling fortsetter. Slik fjerning av masser kan også medvirke til tidligere oppstart etter regnvær. Eventuelt kan en også vente til laget tørker.

Værforholdene har også innvirkning på bæreevnen til slike masser som er beskrevet, spesielt de med lavere leirinnhold. I høstmånedene med lavere temperaturer vil fordamningen bli vesentlig mindre, og senere opptørking og lavere bæreevne vil da ofte skape problemer på fyllingene. Det er da viktig at størrelsen på anleggsmaskinene tilpasses forholdene. Store maskiner gir oftest lave enhetspriser, men dette fører ofte til konflikter med hensyn til kvalitetskravene på fyllingene. Dype spor, dypere enn 10 cm, skal ikke aksepteres på ferdig komprimerte lag i fyllingene.

For å rette opp ujevne leirfyllinger vil innlegging av et ekstra sandlag kunne løse problemene med lav bæreevne.

Bygging av leirfyllinger om vinteren skal ikke forekomme. Det er flere årsaker til dette. Det er vanskelig å unngå at det kommer frost og tele inn i leirmassene, med problemer både ved uttak, transport og utlegging. På grunn av mørket er det også svært vanskelig å ha kontroll med at leire- og sandlagene legges ut i henhold til spesifikasjonene.

2.9 Overbygning

På grunn av setninger er det en fordel at overbygningen legges ut året etter at leirfyllinga er lagt ut. Dette sikrer en bedre kvalitet på ferdig veg.

Når en starter med utlegging av overbygning, skal traubunn (planum) være telefri.

2.10 Referanser

- (1) Håvard Østlid, Geotekniske forhold ved bruk av tørrskorpeleire i vegfylling. Internrapport nr. 683, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1976
- (2) Håvard Østlid, Brukbarhet av masser til oppbygging av leirfyllinger. Internrapport nr.817, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1976.
- (3) Håvard Østlid, Vegfyllinger bygget opp av tørrskorpeleire; Praktiske anvisninger. Internrapport nr. 818, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1978.
- (4) Håvard Østlid, Kurs i bygging av leirfyllinger. Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1982
- (5) Håvard Østlid, Planeringsarbeider. NIF - kurs. Oslo 1982.
- (6) N. Rygg, Høye fyllinger av leire. Innlegg ved geoteknikkdagen. Oslo 1978.
- (7) Håvard Østlid, Behaviour of compacted dry crust marin clay in road embankments. Dr.Ing. 1978

3. FYLLINGER AV SPRENGT STEIN

INNHold

3.1 Planlegging	59
3.1.1 Grunnforhold	59
3.1.2 Sikringstiltak	59
3.1.3 Fyllingsmaterialet	60
3.1.4 Fyllingsskråninger	61
3.1.5 Miljøkonsekvenser	62
3.2 Vegfylling på land	63
3.2.1 Geometri	63
3.2.2 Utlegging	63
3.2.3 Setninger	64
3.3 Fyllingshode for brufundamenter på land	65
3.3.1 Geometri	65
3.3.2 Rensk	65
3.3.3 Utlegging	66
3.3.4 Forbelastning / setninger	67
3.4 Vegfylling i vann / sjø	69
3.4.1 Fyllingsmaterialer	70
3.4.2 Fyllingsgeometri	70
3.4.3 Utlegging	71
3.4.4 Fortrenging	71
3.4.5 Sprenging	72
3.4.6 Plassering av sprengladning	75
3.4.7 Skade på fisk	76
3.5 Fylling for brufundamenter i vann og sjø	77
3.5.1 Fyllingsgeometri	77
3.5.2 Utlegging	79
3.5.3 Forbelastning / setninger	79
3.5 Kontroll og oppfølging	80
3.6 Referanser	82

3.1 Planlegging

3.1.1 GRUNNFORHOLD

Det må utføres grunnundersøkelser som gir tilfredsstillende grunnlag for å bedømme fyllingene med hensyn til stabilitet, setninger og erosjon. Det vises til kap. 0; Generelt.

Også når det gjelder fyllinger i vann/sjø må geotekniske vurderinger av stabilitet og setninger dokumenteres på vanlig måte.

3.1.2 SIKRINGSTILTAK

For steinfyllinger kan spesielle sikringstiltak være nødvendig i tillegg til generelle sikringstiltak.

Det vises til kap. 0 når det gjelder generelle krav til: rensk, fyllingsfot, fortanning og filterlag (gruspute). Det vises videre til håndbok 165; Sikring av vegskråninger (ref. 5) når det gjelder generell erosjonssikring.



Figur 3.1 Dersom grunnen består av erosjonsømfintlige materialer (silt - sand) kan det være nødvendig å sikre grunnen mot erosjon med lag av grov grus/pukk på fiberduk for å hindre utvasking av masser fra skråningen inn i fyllingen. (Foto: Nils Rygg, Veglaboratoriet)

3.1.3 FYLLINGSMATERIALET

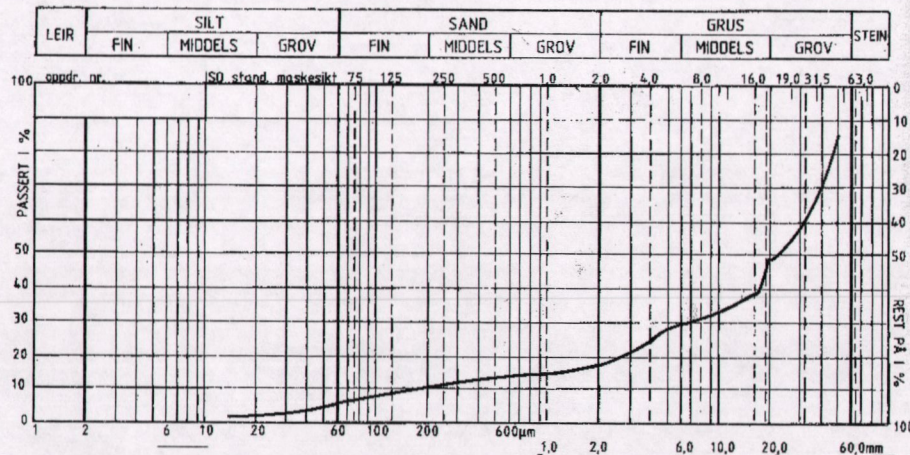
Sprengt stein til fyllinger vil en normalt få fra skjæringer i fjell, fra tunnelanlegg, eller fra sidetak. Stein fra dagbrudd får vanligvis en gunstig steinstørrelsesfordeling, og er derfor mest gunstig. Det er ønskelig at subbusinnholdet er minst mulig.

Bergarten og sprengingsmetoden er avgjørende faktorer.

Normalt vil steinkvaliteten være tilfredsstillende. Imidlertid vil enkelte bergarter egne seg dårlig. Dette gjelder bergarter som er sterkt forskifret, forvitret og/eller har et høyt glimmerinnhold. Det må foretas en samlet vurdering av graden av forskifring, forvitring og glimmerinnhold opp mot fyllingshøyde, fyllingsskråning, krav til egenstabilitet, permeabilitet og setninger for å vurdere om massene er uegnet til fylling.

Dersom steinfyllinga er åpen settes det ikke krav til finstoffinnholdet. Men er steinfyllinga tett (flyter i subbus, f.eks. fløssfjell) bør maks 8 % av massen være mindre enn 0,075 mm og humusinnholdet ikke overstige 3 %. ved slike masser bør det tas hyppigere kontroll for å dokumentere kvaliteten.

Tunnelstein kan, når sprengingsmetode tilpasses, gi brukbare masser for fyllinger også i vann. Det er imidlertid ofte tendens til at tunnelsprenging gir mye subbus som det kan være nødvendig å sortere ut.



Figur 3.2 Eksempel på kornfordeling av masser fra fullprofilmaskin.

Masser fra fullprofilmaskiner er sterkt nedkjust og får gjerne en kornfordeling som sand/grus. Dette er materialer som kan brukes på land, men som er direkte uegnet til fyllinger i vann.

Best egnet som masser til fyllinger er forholdsvis storfallen stein med kubisk form og jevn størrelsesfordeling uten betydelig innhold av subbus.

Erfaringstall med hensyn til utvidelsesfaktor fra fast fjell til:

- fylling over vann: 1,35 - 1,45
- fylling i vann/sjø: 1,50 - 1,55

3.1.4 FYLLINGSSKRÅNINGER

Sprengt stein av rimelig god kvalitet og gunstig kornfordeling får en stabil skråningshelning ved fri fylling fra tipp:

- Over vann
Helningen blir +/- 1:1,25
- Under vann
Helningen blir 1:1,3 - 1:1,35

Dette er helninger som gir en stabil fyllingsoverflate når skråningsflatene er jevne, og ikke påkjennes av ytre krefter, miljøkrefter (strøm, bølger, isgang o.l.). Brattere helninger anses ikke å gi tilfredsstillende stabilitet.

Fyllinger som bygges opp med lagvis utlegging, kan legges med skråningshelninger slakere enn 1:1,25 over vann, og slakere enn 1:1,3 under vann, dersom stabilitet, bæreevne eller estetikk tilsier slakere helning.

Fyllinger av sprengt stein kan legges med skråningshelning brattere enn 1:1,25. Dette forutsetter lagvis utlegging og stein med egnet form og størrelse i skråningsflaten. Skråningen må ordnes.

Fyllinger som bygges opp av sprengt stein med dårlig kvalitet og/eller skifrig steinform (flakstein) og ugunstig størrelsesfordeling (mye subbus), eller ved fri fylling fra tipp, kan få betydelig slakere helning på skråningene.

STEIN FRA	BRATTESTE STABILE SKRÅNINGSHELNING			
	God steinkvalitet og kubisk kornform		Dårlig steinkvalitet og skifrig kornform	
Dagbrudd	Over vann	Under vann	Over vann	Under vann
	1 : 1,25	1 : 1,3	1 : 1,4	1 : 1,5 – 1 : 2
Tunnelsprengning	1 : 1,3	1 : 1,3 – 1 : 1,5	1 : 1,4 – 1 : 1,5	1 : 1,5 – 1 : 1,6
Fullprofilmaskin	1 : 1,5	---	1 : 2 – 1 : 4	---

Figur 3.3 Antyder bratteste stabile fyllingskråning avhengig av måten steinen er produsert på og steinkvalitet.

Eksempler på stein av god kvalitet er granitt, gabbro og gneiss. Eksempler på dårlig stein kan være fyllitt, glimmerskifer og andre sterkt forvitra og forskifrede bergarter.

3.1.5 MILJØKONSEKVENSER

Det må utredes om og hvordan steinfyllinger påvirker miljøet, spesielt landskapsmessig.

Overflaten av steinfyllinger på land kan mettes med jord og tilsåes, selv ved skråningshelning 1:1,25. Tykkelsen av jordlaget bør være ca. 10 cm.

Dersom en ønsker beplantning i skråningene må det påføres et tykkere jordlag. Det må isåfall brukes slakere skråninger enn 1:1,25 for å unngå siging i jordlaget.

Fyllinger i elv, vann eller sjø kan føre til endring i strømforholdene som igjen kan føre til erosjon.

Forholdene må vurderes, og om nødvendig studeres i modell, for å kunne bedømme virkningen av inngrep som fyllingene gir i bestående miljøforhold. Forhold som det kan være nødvendig å vurdere:

- Landskapsutforming / estetikk
- Strømforhold
- Bølgepåkjenninger
- Endret strømretning
- Oppstuvning
- Utskifting av vann
- Endring av saltgehalt (frysing)
- Isforhold/isgang

Det vises også til håndbok 165; Sikring av vegskråninger (ref. 5).

3.2 Vegfylling på land

3.2.1 GEOMETRI

Geometrien av fyllingen og fyllingsområdet er bestemt av profil og skråningshelning. Under normale forhold, og når en har tilgang på stein av god kvalitet og gunstig størrelsesfordeling, vil det være naturlig å bruke skråningshelning 1:1,25

3.2.2 UTLEGGING

- Fyllingshøyde < 6 m

Under normale forhold og med vanlige krav til egen-setninger, kan fyllingen legges ut fra endetipp i nivå 1 m under planum (traubunn). Dersom det er strenge krav til setninger må fyllingen bygges opp lagvis som beskrevet for fyllinger > 6 m. Fyllingsmaterialene skal bestå av samfengt sprengt stein med største steinstørrelse inntil 50% av fyllingshøyden eller med største sidekant 1,5 m. Massene tippes inne på fyllingen og skyves utfor tippet med tippmaskin. Det må kontinuerlig påses at fyllingskråningene er jevne og legger seg i forventet skråningshelning. Dersom det bygger seg opp bratte partier eller overheng, må skråningen slakes ned.

På nivå 1,0 m under planum skal det utføres komprimering. Det komprimeres med vibrerende slepvalse med masse > 10 tonn, og med 10 passeringer.

Resten av fyllingen opp til planum legges ut i 1 lag. Det brukes masse med største steinstørrelse $d_{\max} = 50$ cm. Traubunnen (planum) mettes og avrettes. Det komprimeres med samme valse (masse ≈ 10 tonn) med 5 overfarer. Det er viktig at det komprimeres over hele flaten, helt ut til skråningen.

- Fyllingshøyde > 6 m

Når fyllingshøyden er > 6 m, bør fyllingen legges ut lagvis med lagtykkelse 1 - 3 m, hvert lag komprimeres. Massene kan bestå av sprengt stein med største steinstørrelse lik halve lagtykkelsen eller med største sidekant 1,5 m.

Det komprimeres med vibrerende valse med masse ≈ 10 tonn, med 5 overfarer pr. lag.

Det er nødvendig at finplanering av skråningen utføres etter hvert som fyllingshøyden øker. Dersom fyllingsskråningene skal dekket med jord, er det ofte fordelaktig at jordmassene påføres etter hvert som fyllingshøyden øker.

3.2.3 SETNINGER

Fylling utlagt fra endetipp og komprimert som anvist, vil få egensetninger av størrelseorden inntil 1 % av total fyllingshøyde. Setningene ventes å være minst 6 mnd, men vil kunne påskyndes ved kraftig nedbør, eller ved kraftig vanning / spyling under utlegging.

Utlegging om vinteren når det er frost, vil føre til mindre effekt av komprimeringen, og vil føre til økede egensetninger i fyllingen. Setningene vil også strekke seg over lengre tid enn tilfellet er når fyllingen legges ut i mildvær. Dette kan også henge sammen med at det er vanskelig å unngå å få snø og is innbygd i fyllingen.

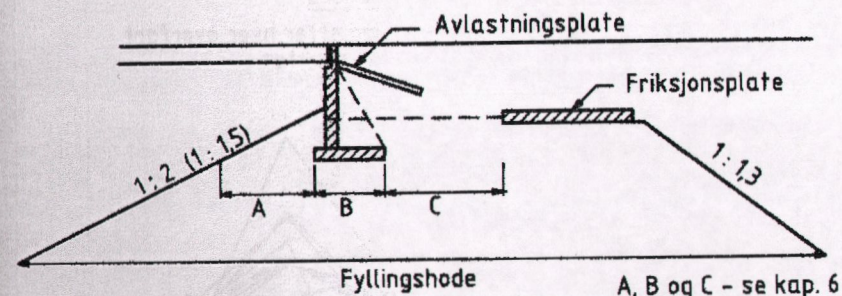
Fylling som bygges opp i 3 m tykke lag og komprimeres for hvert lag, kan få egensetninger i størrelsesorden inntil 0,5 % av fyllingshøyden. Størsteparten av setningene ventes å være avsluttet 6 måneder etter utlegging. Setningene kan reduseres ytterligere ved å redusere lagtykkelsen og øke komprimeringsarbeidet.

3.3 Fyllingshode for brufundamenter på land

Fyllingshode som skal bære fundament for direkte fundamentert brulandkar, må utføres med tanke på stabilitet, egensetninger og bæreevne for konstruksjonen. Stabilitet og setninger med hensyn på undergrunnen må kontrolleres ut fra de krav som konstruksjonen stiller.

3.3.1 GEOMETRI

Figur 3.4 viser lengdeprofil av fyllingshode med brulandkar. Side- og frontskråninger legges med skråningshelning 1:1,5 - 1:2. Det vises til kapittel 6; Fundamenter i steinfylling når det gjelder beregning av bæreevne, avhengig av skråningshelningen.



Figur 3.4 Lengdeprofil av fyllingshode m/brulandkar

3.3.2 RENSK

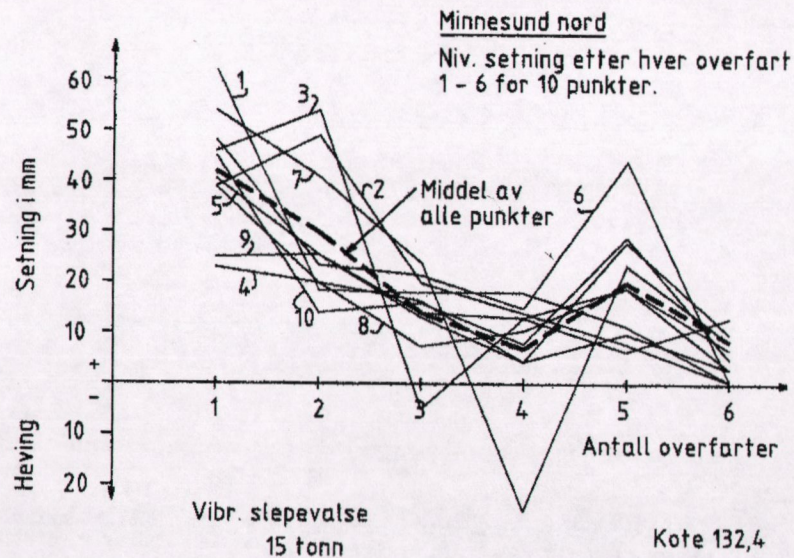
I tillegg til vanlig rensk må matjord, stubber og røtter fjernes under hele fyllingshodet. Bløte topplag må vurderes fjernet, og behov for eventuell masseutskifting og / eller filterlag må vurderes.

3.3.3 UTLEGGING

For å tilfredsstillere krav til stabilitet og egensetninger skal fyllingen legges ut lagvis og komprimeres for hvert lag. Lagtykkelsen kan være 1-2 m avhengig av steinkvalitet, størrelsesfordeling av steinmaterialene og komprimeringsutstyr.

Største steinstørrelse må tilpasses lagtykkelsen og kan bygge inntil halvparten av lagtykkelsen ved utlegging, eller største sidekant 1 m. Massene planeres ut med dozer, og riktig lagtykkelse bør sikres ved bruk av laser, eller ved nivellering / flising.

Hvert lag komprimeres med vibrerende slepevals med masse 10-15 tonn, avhengig av lagtykkelse og krav til kvalitet (setninger). Antall overfarter (passeringer) vil variere fra 6 til 12, avhengig av massen på valse, lagtykkelse, steinkvalitet og gradering. Nødvendig antall passeringer kan bestemmes ut fra forsøk. Det nivelleres merkede punkter på fyllingen etter hver overfart, og nødvendig antall overfarter bestemmes når flere overfarter ikke gir ytterligere setninger på laget.



Figur 3.5 Eksempel på komprimeringskontroll ved nivellering. 6 overfarter ble funnet nødvendig.

Det er viktig at planering og komprimering av hvert lag utføres ut til teoretisk skråning.

3.3.4 FORBELASTNING/SETNINGER

Når fyllingen er bygd opp lagvis og komprimert opp til underkant fundamentsåle, er det aktuelt å legge ut forbelastning på fyllingshodet. Det legges da ut masser i en høyde som utgjør en belastning som tilsvarer minst fremtidig såletrykk. Overhøyden plasseres slik at den gir full belastning på hele fundamentflaten.

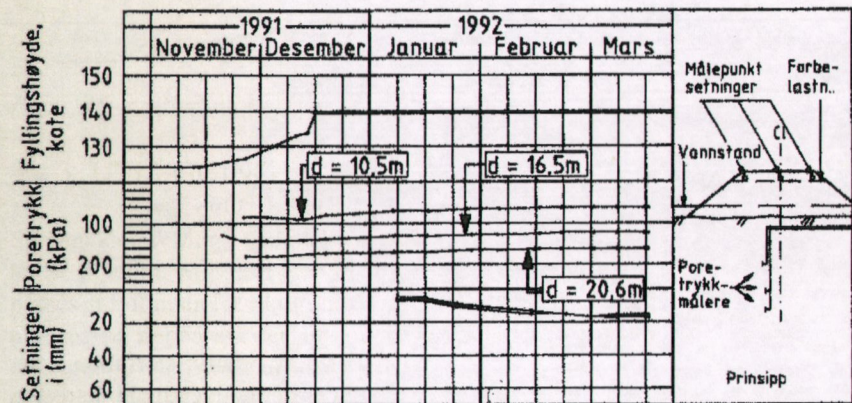
For fyllinger hvor en vesentlig del av setningene kommer i undergrunnen kan overhøyden tilpasses slik at forbelastningen minst tilsvarer framtidig belastning ved underkant av fyllingen.



Figur 3.6 Fylling for bruhode med setningsmålere der forbelastning delvis er lagt ut. Setninger måles ved nivellering av topp rør. (Foto: Nils Rygg, Veglaboratoriet)

Det utføres setningsnivellement som grunnlag for å avgjøre når forbelastningen kan fjernes. En liggetid for forbelastningen på 3-6 måneder er nødvendig for at egen-setningene i fyllingen skal være unnagjort.

Utført som beskrevet vil fylling av stein av god kvalitet og gunstig korngradering gi ubetydelig egen-setninger etter 4-6 måneder. Forbelastning vil ytterligere redusere mulighetene for fremtidige setninger.



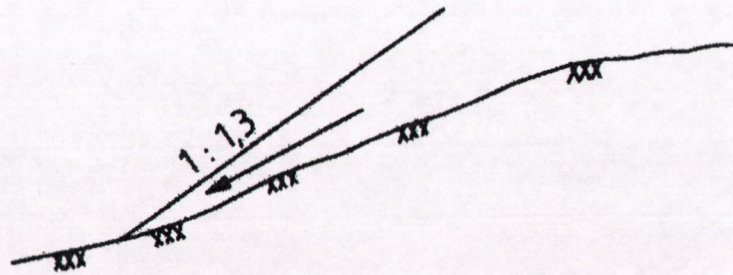
Figur 3.7 Eksempel på måling av setninger av 20 m høy fylling. Poretrykket i undergrunnen er målt.

3.4 Vegfylling i vann/sjø

Stabiliteten av sprengsteinfylling i vann er avhengig av grunnens bæreevne, fyllingens geometri, steinmaterialenes kvalitet, kornstørrelse, utleggingsmetode og erosjonssikring.

Når grunnforholdene er kartlagt, kan fyllingens stabilitet og setninger vurderes. Spesielt viktig er det å avgjøre om og i hvor stort omfang løse masser i grunnen må fortrenses/utskiftes. Likeledes må det tas stilling til muligheten for at fyllingen kan gli på fjelloverflaten, og om det kan sikres stabil fot for fyllingen.

Ved helning på fjelloverflaten brattere enn 1:2 - 1:3 med 1 - 2 m bløte masser over, kan det være uråd å oppnå stabile forhold for fylling i vann/sjø, uten ekstra tiltak for å etablere fyllingsfot ved fortanning.



Figur 3.8 Glidning på bart fjell

3.4.1 FYLLINGSMATERIALER

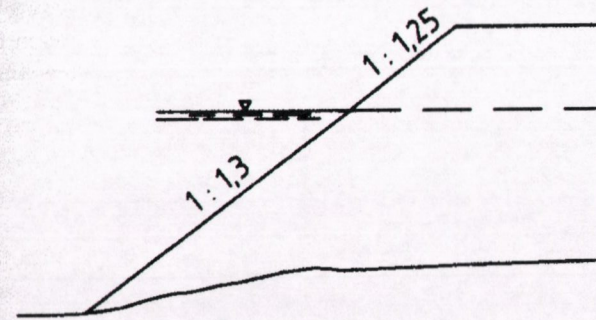
Ved fylling i vann/sjø må massene fortrinnsvis bestå av relativt storfallen stein. Når fyllingen skal fortrenge bløte masser i grunnen er det nødvendig at det fylles med stor stein for å sikre fortrenging og unngå glidning.

Det er generelt fordelaktig at innholdet av finstoff og subbus er minst mulig. Det vises ellers til pkt. 3.1.3.

Steinmasser fra fullprofilmaskin kan ikke brukes.

3.4.2 FYLLINGSGEOMETRI

Fylling i vann vil få en skråningshelning 1:1,3 - 1:1,5, avhengig av kvaliteten og størrelsesfordeling av massene. Spesielt svake og skifrige materialer kan innta langt slakere skråning og bør unngås. Det vises ellers til punkt 3.1.3/3.1.4 når det gjelder krav til fyllingsmaterialer og forventet skråningshelning i vann.



Figur 3.9 Fylling i sjø, profil

3.4.3 UTLEGGING

Sprengt steinfylling i vann legges vanligvis ut fra tipp over vannstanden eller 1 m under planum. Massene skyves ut over tippet med dozer. Det må kontinuerlig påses at fyllingen får riktig (dvs. prosjektert) bredde ved fyllingsnivå. For å unngå utrasing på tippet må det, også av hensyn til sikkerheten for de som arbeider på fyllingen, systematisk utføres kontroll av skråningshelning. Bratte partier eller overheng må lokaliseres og slakes ned.

Slik skråningskontroll utføres med vanlig profilering (loddning) eller med ekkelodd med liten åpningsvinkel.

Bratte partier eller overheng slakes ned med gravemaskin, eller med sprenging, punkt 3.4.5.

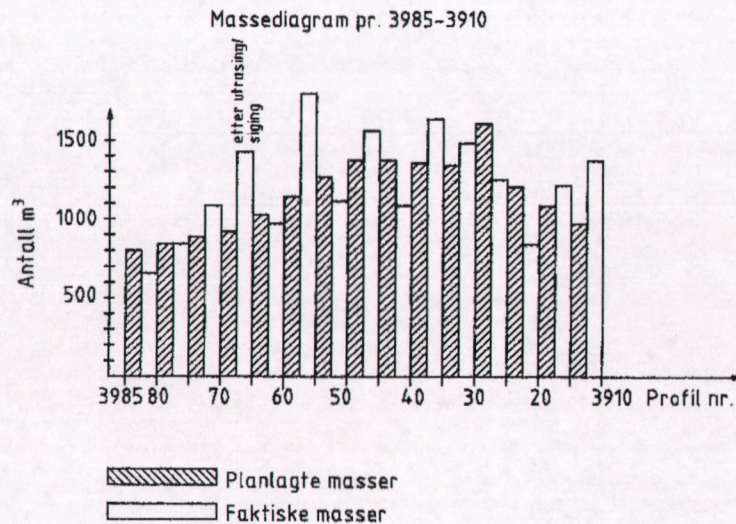
Vedrørende utførelse av erosjonssikring vises det til håndbok 165, Sikring av vegskråninger (ref. 5).

3.4.4 FORTRENGING

Det må påses at eventuell fortrengeing av bløte grunnmasser utføres samtidig med at fyllingen går fram.

Det skal på forhånd utarbeides plan for å sikre og kontrollere fortrengeing.

Det må vanligvis utføres sprenging for å sikre tilfredsstillende fortrenging, punkt 3.4.5. Det må utføres nivellering av punkter på fyllingen før og etter sprenging for å kunne avgjøre om det er nødvendig med ytterligere sprenging. Kontrollen bør videre bestå i at tilkjørte massevolum sammenlignes med teoretisk og oppmålt fyllingsvolum.



Figur 3.10 Eksempel: Kontroll av massevolum

3.4.5 SPRENGING

I forbindelse med utlegging av steinfyllinger i vann/sjø må det utføres sprenging for å sikre tilfredsstillende kvalitet med hensyn til stabilitet og setninger.

Det utføres to typer sprenging:

- Sprenging for å sikre fortrenging og for å komprimere fyllingen.
- Sprenging for å sikre skråningsstabiliteten og for å komprimere fyllingen.

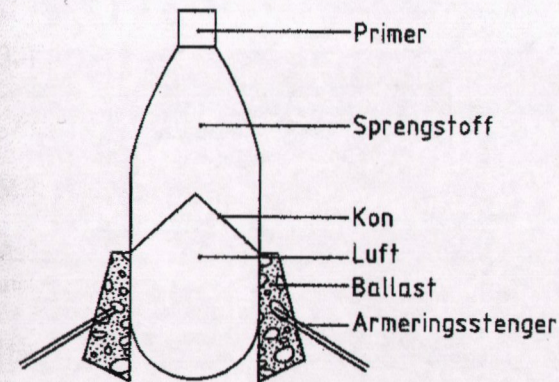
- Sprenging ved/under fyllingsfot:

For å oppnå stabil fylling i vann/sjø forutsettes det at bløte masser fortrenses, og at fyllingen setter seg (komprimeres).

Fortrenging oppnås ved kombinasjon av fyllingens vekt og sprenging i løsmassene under/ved fyllingsfot.

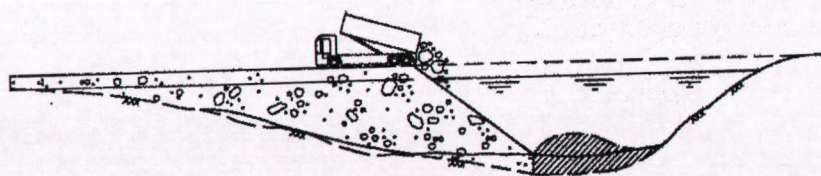
Ladninger på 10 - 15 kg plasseres i stålrør som trykkes/rammes ned foran og inntil fyllingsfot. Avstanden mellom rørene bør være 5 - 10 m, avhengig av tykkelsen av laget som skal fortrenses. Slik sprenging utføres hver ca. 5 m fyllingen avanserer. Det må brukes forladning. Rørene fordemmes, f.eks. med sand eller vann.

Når vanddybden er større enn 20 - 25 m er det vanskelig å håndtere rør fra flåte. Bruk av dykker ved fyllingsfot frarådes på grunn av faren for ras i skråningen. Ved vanddyp over 20 - 25 m kan sprenging som skal påskynde og sikre fortrenging utføres med rettede ladninger, som senkes ned fra båt, og plasseres på løsmassene ved fyllingsfot. Ladninger på 6 - 16 kg plasseres med 5 - 10 m mellom ladningene. For å kunne kontrollere at ladningene kommer på riktig sted og står riktig kan det brukes undervanns videokamera som overfører bilde til fartøyet. For å sikre at rettede ladninger står riktig, kan det støpes inn armeringsstenger i ballastklossen. Stengene skal stikke ut på alle sider, og vil hindre at ladningen velter, se figur 3.11. Sprengingen utføres hver 5 m fyllingen avanserer.



Figur 3.11 Rettet ladning, perfolit.

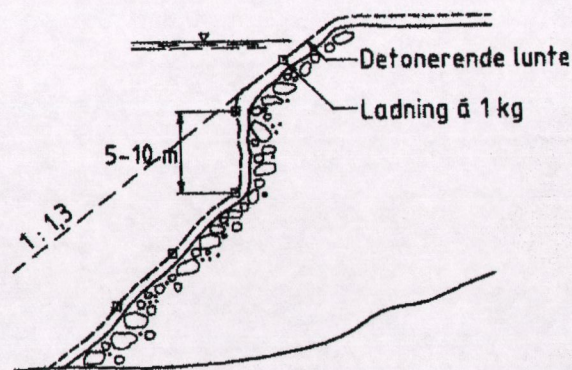
Når fyllingen legges på bart fjell, legges dynamittpakker på 10 - 20 kg som senkes ned nær fyllingsfot hver 10 m fyllingen avanserer.



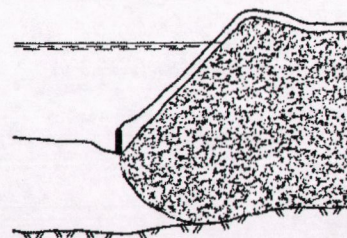
Figur 3.12 Utlegging av steinfylling med fortrenning av bløte masser.

- Sprenging på fyllingsskråningene:

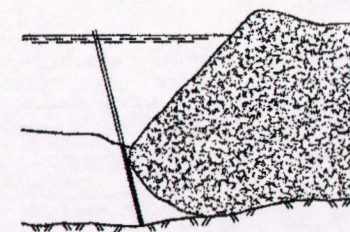
Komprimering av fyllingene og utjevning av skråningene oppnår en ved systematisk sprenging på flere nivåer av fyllingsskråningen. Sprenging må utføres på fyllingsfronten og på begge sider etterhvert som fyllingen går fram. Ladninger på 1 - 3 kg festes til detonerende lunte, se figur 3.13. Avstand mellom ladningene 5 - 10 m.



Figur 3.13 Sprenging i fyllingsskråning.



a) Rettete ladninger



b) Stålrør m/ ladning

Figur 3.14 Plassering av a) Rettete ladninger og b) Stålrør med ladning.

Behov for sprenging vurderes, og detaljert plan utarbeides.

3.4.6 PLASSERING AV SPRENGLADNING

- Plassering i rør:

Vanligvis må det brukes stålrør som trykkes eller rammes ned i løsmassene.

Arbeidet utføres fra flåte, eller fra båt. Bruk av borrhogg eller annet hydraulisk utstyr for å trykke eller ramme ned rørene har vist seg fordelaktig.

Når vanddybden er større enn 25 m blir denne framgangsmåten uhensiktsmessig.

- Pakker av sprengladninger:

Dynamittpakker senkes ned til fyllingsfot fra båt. For å få pakkene riktig plassert kan en også bruke line fra land / fylling slik at pakkene kan trekkes inn til fyllingsfot.

- Rettede ladninger:

Rettede ladninger senkes ned fra båt eller flåte til planlagt plassering.

3.4.7 SKADE PÅ FISK

Forhold til fiskeskade må vurderes inngående. I tidlig planfase bør forhold til fiskeoppdrett avklares. Direkte kontakt med slik virksomhet kan gi gunstige avtaler med hensyn til midlertidig flytting av merer og lignende midlertidige løsninger.

Myndighet når det gjelder forhold til fiskeinteressene har:

- Fiskerisjefen i fylkene
- Miljøkontoret i fylkene
- Kystdirektoratet
- Fiskeridepartementet

Ved undervannsprenginger oppstår store trykkendringer i vannet. Trykket forplanter seg i alle retninger med en hastighet av ca. 1500 m/s.

Trykkstigningen blir etterfulgt av trykksvingninger, og det oppstår negative trykk. Formen på trykksvingningen er avhengig av sprengstoffets plassering.

Det er kjent at fiskearter som har svømmeblære, er følsomme for negative trykkendringer. De forskjellige fiskearter og arter av skalldyr vil således reagere forskjellig avhengig av om de har gassfylte hulrom. Det er utført undersøkelser av hva forskjellige fiskearter kan tåle i forbindelse med undervannsprenginger. En kan derfor i litteraturen finne data for hva forskjellige fiskearter kan tåle.

Baserer man seg på de data som foreligger for fisk med svømmeblære (torsk, sild, sei m.m), vil en være på den sikre siden med hensyn til de arter som ikke har svømmeblære (flyndre, makrell m.m.).

I nærheten av et sprengingsområde vil en kunne oppleve stor fiskedød dersom fiskekonsentrasjonen er høy. To arter fiskebestand er aktuell, nemlig den stasjonære og den som vandrer forbi (den pelagiske). Det finnes kunstige virkemidler for fjerning av fisk fra et område.

Den enkleste måte å få fjernet frittvandrende fisk fra et område på antas å være at man detonerer en liten ladning (1 - 2 kg) i vannet kort tid (2 min.) før hovedladningen sprenges.

Fisk i merer er mer følsom for trykkendringer enn vill fisk. Fisk i merer som ligger nær sprengingsstedet er derfor maksimalt utsatt.

Trykkmåling kan utføres med hydrofoner. Målt trykk refereres til hva ulike fiske-slag kan tåle, anslagsvis en trykkstigning $< 0,5 \text{ kg/cm}^2$ for fisk i merer.

For at fisk i merer ikke skal ta skade antas det at avstanden fra sprengingstedet til merer må være $> 2000 \text{ m}$, eller at merene ligger i skyggen av øyer, nes eller lignende.

3.5 Fylling for brufundamenter i vann og sjø

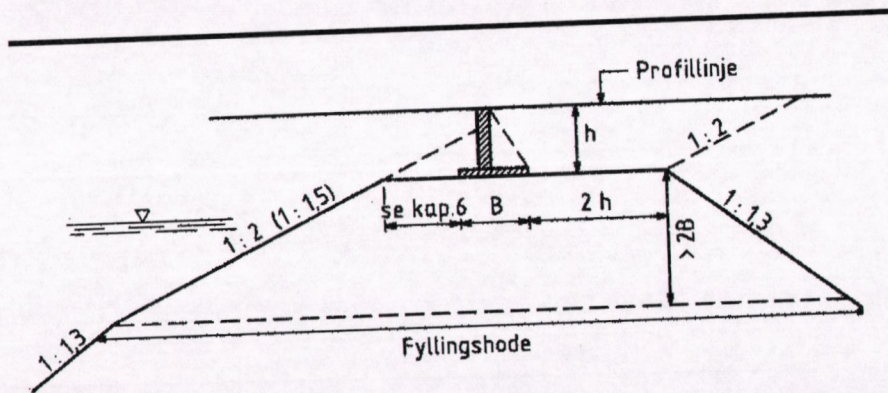
Fylling, i vann/sjø, som skal bære direktefundamentert landkar, må det settes spesielle stabilitets- og setningskrav til. Erfaringer viser at selv høye fyllinger lagt ut i dypt vann kan gi tilfredstillende bæreevne og setningsforhold. Det er imidlertid viktig at utforming og utførelse av slike fyllinger er best mulig kvalitetssikret. Det gjelder hele planleggings- og anleggsfasen.

Når det gjelder grunnleggende krav som grunnundersøkelser, fyllingsmaterialet og generelle sikringstiltak vises det til punkt 3.1 og til håndbok 016; Geoteknikk i vegbygging (ref. 2).

Dersom kravet til hva konstruksjonen kan tåle når det gjelder setninger, ikke kan forventes oppfylt, eller om fyllingsmaterialet er av tvilsom kvalitet, bør en velge å fundamentere på peler gjennom steinfyllingen.

3.5.1 FYLLINGSGEOMETRI

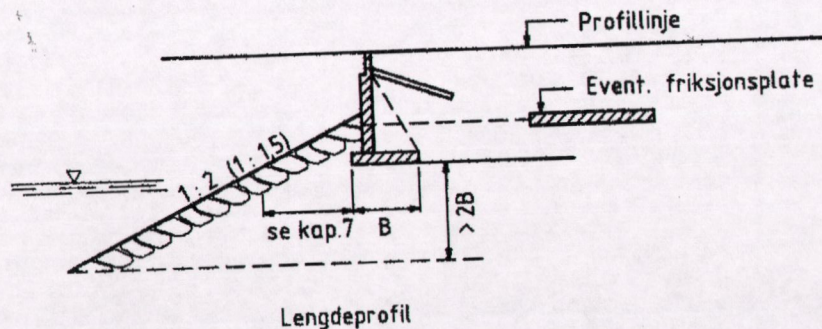
Fyllingshodet som skal bære direkte fundamentert såle må utformes for å gi bæreevne og nødvendig erosjonssikring. Med fyllingshodet forstås fyllingsfronten som vist på figur 3.15.



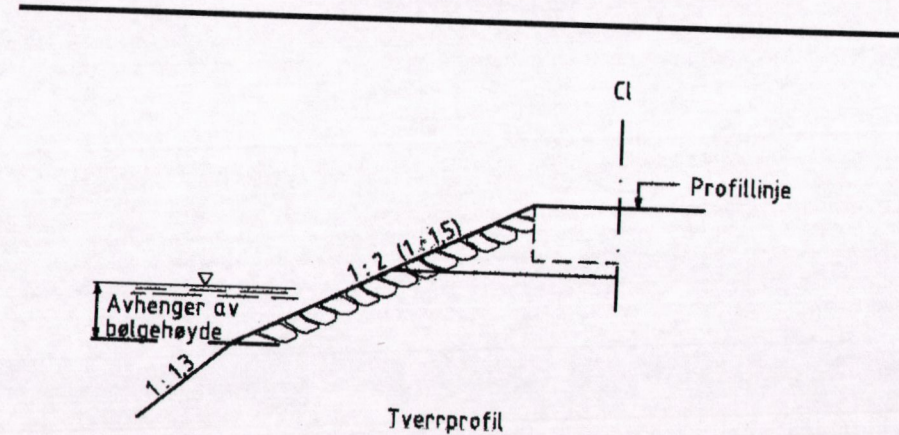
Figur 3.15 Fyllingsdimensjoner for brulandkar, lengdeprofil.

Ned til dybde 4 - 5 m under vannstand eller til $2B$ (B er definert på figur 3.15) under u.k. såle slakes fyllingskråningene ned til helning 1:1,5 - 1:2, (se kapittel 6). Under dette nivå forutsettes skråningshelning 1:1,3 som er stabilisert f.eks med sprenging på overflaten.

Fyllingen skal utformes som vist på figur 3.16 i tverrprofilet og lengdeprofilet.



Figur 3.16 a) Profil av fylling med brulandkar. Tverrprofil



Figur 3.16 b) Profil av fylling med brulandkar. Lengdeprofil

3.5.2 UTLEGGING

Fyllingen legges ut som beskrevet i punkt 3.4.3 til et nivå umiddelbart over vannstanden. Det må påses at fyllingsbredden blir stor nok for nedslaking av skråningene ned til 4-5 under vannoverflaten.

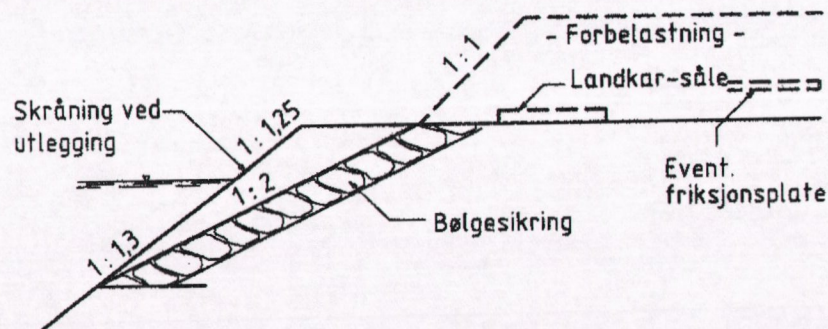
Når nedslaking av skråningene er utført, utføres komprimering på nivå umiddelbart over vannstanden. Det komprimeres med vibrerende slepevalse, med masse 15 tonn, med 10 overfarer.

Erosjonssikring, bølgesikringslaget, legges ut samtidig med at fyllingen legges videre opp. Fyllingen legges ut i 1 - 2 m tykke lag og komprimeres med 15 tonns vibrerende valse med 10 overfarer pr. lag. Største steinstørrelse kan være inntil 2/3 av lagtykkelsen, eller maks 1 m. Det vises til kapittel 6. Dersom det skal slås peler gjennom fyllingen kan største sidekant på steinen være 0,5 m.

Det utføres nødvendig sprenging for å sikre eventuell fortregning, og for å stabilisere skråningsflatene. Det vises til punkt 3.4.5.

3.5.3 FORBELASTNING / SETNINGER

Når fyllingen er utlagt og komprimert opp til nivå u.k. landkarsåle, legges forbelastning på fyllingsfronten. Forbelastningen skal tilsvare minst beregnet grunntrykk for konstruksjonen (brukslast).



Figur 3.17 Fyllingsfront med forbelastning.

Forbelastningen skal ligge i 3 - 6 mnd., eller så lenge at setningsnivellement viser at setningene er opphørt. I værharde strøk er det viktig at det i liggetiden for forbelastningen forekommer minst 1 storm med nedbør.

Setningsmåling utføres som beskrevet i punkt 3.3.4.

3.5 Kontroll og oppfølging

Det skal utarbeides kontrollplaner for prosjekter med fylling av sprengt stein. Kontrollplanene skal omfatte kontrolltiltak som har betydning for å sikre at arbeidene utføres i henhold til planene.

Kontrollplaner bør inneholde følgende punkter:

- Geometri:

Det skal påseses at utfylling med eventuell massefortrenging utføres til planlagt profil, planlagt bredde.

- Fyllingsområdet:

Det skal kontrolleres at fyllingsområdet er klargjort m.h.t. fjerning av matjord, trær, stubber og røtter.

Det skal videre påseses at eventuelt filterlag under fyllingen er lagt ut som planene forutsetter

- Masser:

Det skal kontrolleres at fyllmassene er som forutsatt m.h.t. steinkvalitet, steinstørrelse og fordeling, og m.h.t. subbusinnhold.

- Utlegging:

Det skal påseses at steinmassene legges ut som forutsatt m.h.t. utfyllingsnivå, anleggsutstyr og lagtykkelse som dokumenteres.

- Komprimering:

Det skal påseses at forutsatt komprimeringsutstyr anvendes, og at utstyret er mekanisk i orden. Det skal kontrolleres at det kjøres forutsatte antall overfarter. Effekten av komprimeringen kan kontrolleres ved nivellering av punkter på fyllingen etter hver overfart.

- Skråningshelning:

Av sikkerhetsmessige grunner skal det kontinuerlig kontrolleres at fyllings-skråningene til en hver tid er jevne, uten overheng, og med helning som forutsatt. Oppfølging dokumenteres med profilering.

- Sprenging:

Det skal påseses at sprenging utføres som forutsatt. Virkningen av hver sprenging skal dokumenteres med nivellering og profilering.

- Erosjonssikring:

Det skal påseses at erosjonssikring utføres med prosjektert steinstørrelse, tykkelse, til forutsatt dybde og opp til prosjektert høyde. Det må kontrolleres om det er behov for filterlag under sikringslaget, det vises til håndbok 165; Sikring av vegskråninger (ref. 5).

3.6 Referanser

- (1) Statens Vegvesen, Vegbygging. Håndbok 018. Oslo 1992.
- (2) Statens Vegvesen, Geoteknikk i vegbygging. Håndbok 016. 2. utgave, Oslo 1992.
- (3) Detonik A/S, Fortrenging av løsmasser. Stabilisering av fylling i sjø. Brev. 1992.
- (4) Per Øystein Funderud, Erfaring fra bruk av rettede ladninger (Perfolit) til massefortrenging /stabilisering av fylling i vann. Dyno Consult A.S , prosjekt nr. 22702. Sandvika 1990.
- (5) Statens vegvesen, Sikring av vegskråninger. Veiledning til 018. Håndbok 165. Oslo 1993.

4. FYLLINGER AV LETTE MASSER

INNHold

4.0 Generelt	85
4.1 Bruk av lettklinker i vegfyllinger	85
4.1.1 Generelt	85
4.1.2 Materialkrav	86
4.1.3 Dimensjonering	87
4.1.4 Utlegging, tilpassing, tildekking	88
4.1.5 Overbygning	90
4.1.6 Kontroll og oppfølging	91
4.2 Bruk av ekspandert polystyren i vegfyllinger	92
4.2.1 Generelt	92
4.2.2 Materialkrav for EPS	92
4.2.3 Dimensjonering	94
4.2.4 Utlegging, tilpassing, tildekking	96
4.2.5 Overbygning	101
4.2.6 Kontroll og oppfølging	103
4.3 Andre lette masser	104
4.3.1 Lettbetongavfall	104
4.3.2 Bark	104
4.3.3 Skumbetong	104
4.3.4 Bildekk	105
4.3.5 Honeycombblokker	105
4.4 Referanser	106

4.0 Generelt

Veiledningen behandler lettklinker og ekspandert polystyren (EPS). I tillegg er en del andre materialer nevnt kort. Både lettklinker og EPS kan benyttes til oppbygging av vegfyllinger når geotekniske forhold gjør at vekten av konstruksjonene er avgjørende for stabilitets- og/eller setningsforholdene.

Bruksområder for materialene:

- Reduksjon av last på undergrunn, både på ny og eventuelt gammel setningsskadet veg.
- Reduksjon av jordtrykk på støttemurer og landkar.
- Utjevning av differensialsetninger ved overgang til konstruksjoner hvor man ikke vil få setninger.
- Utbedring av rasområder.
- Kompensert fundamentering.

I tillegg vil EPS ha følgende bruksområder:

- Plassbesparende tiltak.
- Utnytting av oppdriftsegenskaper (flytende vegger).

Både EPS og lettklinker er kjemisk stabile materialer under vanlige forhold og vil ikke ha noen innvirkning på omgivelsene.

EPS inneholder ikke stoffer av typen KFK.

4.1 Bruk av lettklinker i vegfyllinger

4.1.1 GENERELT

Lettklinker er tilvirket av leire og tørket i store roterovner og ekspandert ved 1200 °C. Leiren blir omdannet til kuleform med et hardt keramisk skall rundt en indre struktur med små luftfylte celler.

4.1.2 MATERIALKRAV

Lettklinker kan leveres fra fabrikk i en rekke ulike sorteringer. Den mest vanlige til fyllingsformål er usortert lettklinker som inneholder graderinger fra 0 - 32 mm. Veiledningen behandler kun denne sorteringen.

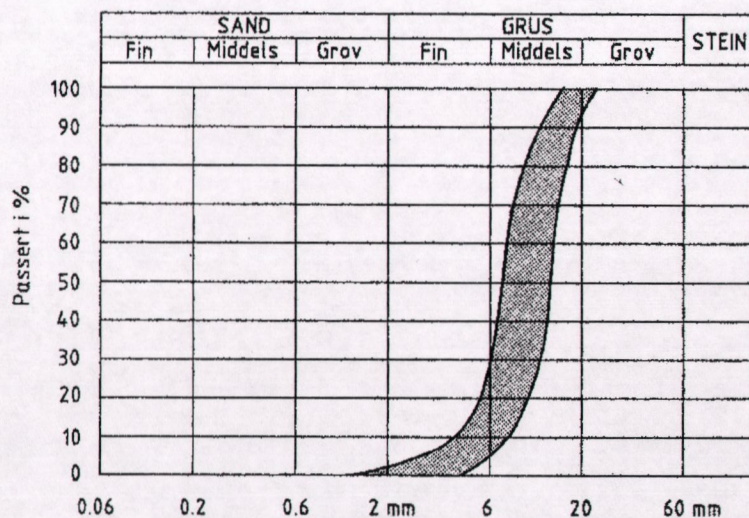
Krav til tørr densitet ved levering av ukomprimert lettklinkermasse er maksimalt 400 kg/m^3 , for 0-32 mm fraksjonen.

Typisk variasjonsområde for lettklinker (0 - 32 mm) er vist i fig. 4.1. Prosentandelen av finstoff mindre enn 2 mm skal som et gjennomsnitt ikke overstige 4 %.

Måleomfang og kontrollmetode er beskrevet i 4.1.6.

I spesielle tilfeller som f.eks. ved utlegging av lettklinker under vann kan tyngre sorteringer være aktuelle. Dimensjoneringskrav til slike fyllinger må vurderes spesielt i hvert enkelt tilfelle.

Det forutsettes at en eventuell separasjon av massene under transport er innenfor de krav som er gitt i 4.1.6.



Figur 4.1 Variasjonsområde for lettklinkermateriale

4.1.3 DIMENSJONERING

Vegfyllinger av lettklinker skal utformes og dimensjoneres slik at beregningsmessig stabilitet og setninger blir akseptable. Sikkerhetsfaktorer skal være som for øvrige geotekniske beregninger.

- Dimensjonerende tyngdetetthet

Dimensjonerende tyngdetetthet skal være $6,0 \text{ kN/m}^3$ under forutsetning av at fyllingen ligger drenert.

Fyllinger med lettklinker som helt eller periodevis vil ligge under vannstanden/grunnvannsstanden skal ha en dimensjonerende tyngdetetthet på $7,0 \text{ kN/m}^3$.

Det må påregnes et øket forbruk av lettklinker på 15 % på grunn av komprimeringsarbeidet og unøyaktigheter i tverrprofilet.

- Sikring mot oppdrift

Det må kontrolleres at sikkerheten mot oppdrift er tilstrekkelig. Lettklinker skal vanligvis ligge drenert og over normal vannstand.

Dimensjonerende tyngdetetthet av lettklinker ved beregning av sikkerhet mot oppdrift skal være $7,0 \text{ kN/m}^3$ ved normale leveranser.

Det benyttes en sikkerhet mot oppdrift på $\gamma_m = 1,3$ basert på den høyeste sannsynlige vannstand innenfor en 100 års periode.

Fyllingen må sikres mot flom i anleggsfasen.

- Jordtrykk

Bruk av lettklinker gir et redusert horisontalt jordtrykk sammenlignet med andre vanlige tilbakefyllingsmasser.

Følgende jordartsparemetere anbefales ved beregning av jordtrykk:

Karakteristisk friksjonsvinkel: $\phi = 35^\circ$

Attraksjon: $a = 0$

- Egendeformasjon

Det må påregnes ettersetninger i størrelsesorden 1 - 3 % av fyllingshøyde.

4.1.4 UTLEGGING, TILPASSING, TILDEKKING

- Oppbygging og komprimering

Ved utfylling med lettklinker på bløt grunn skal en fiberduk legges ut som filterlag. Fiberduken bør være av klasse 3 eller bedre.

Lettklinker fylles ut i maksimalt 1 m tykke lag. En dozer med beltetrykk på maksimalt 50 kN/m^2 planerer massene i fyllingen. Etter at massene er planert ut skal hvert lag komprimeres med 3 overfarer med dozeren. Støttefyllingen (sideskråningen) må bygges fortløpende slik at den ved komprimering minst er i høyde med lettklinkerlagets overflate.

Ved mindre og vanskelig tilgjengelige jobber kan det være et alternativ å blåse materialet på plass ved hjelp av slanger. Komprimeringen kan utføres med en platevibrator med inntil 5 kN/m^2 grunntrykk.



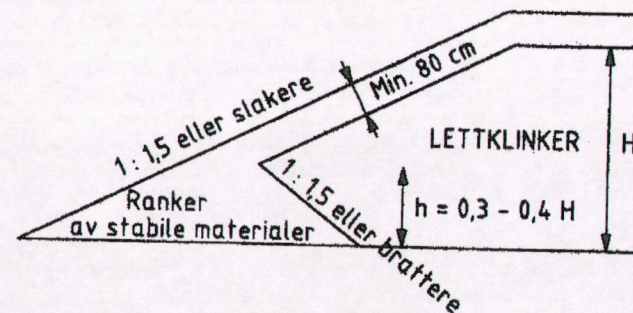
Figur 4.2 Utlegging av lettklinkerfylling (Foto: Norsk Leca)

Ved utlegging inntil landkar eller støttemurer skal tykkelsen av lettklinkerlag begrenses til 0,6 meter. Komprimeringen utføres med minst 3 overfarer med en platevibrator med inntil 5 kN/m^2 grunntrykk.

- Dekningsmateriale/støttefylling

Lettklinkerfyllingen må ha en støttefylling av stabile masser på fyllingsskråningen for å sikre intern stabilitet samt oppnå tilstrekkelig bæreevne i ytterkant veg.

Ved fyllinger over 3 meter kan det bygges ranker av stabilt materiale som fyllingen kan komprimeres mot i nedre halvdel. Videre oppover skal lettklinkerlaget legges med en sideskråning på 1:1,5 eller slakere. Dekningsmassene legges ut slik at komprimering for hvert lag utføres etter at dekningsmassene er lagt ut. Tykkelsen av dekningslaget målt vinkelrett på skråningsflaten skal være minst 80 cm.



Figur 4.3 Oppbygging av lettklinkerfylling

Før overbygningen legges ut skal en fiberduk av klasse 3 legges over fyllingen. Lettklinkerlaget kan ikke belastes med konsentrerte laster. Det er derfor viktig at overbygningen fylles ut jevnt over hele laget slik at lettklinkeren ikke blir presset unna.

Fyllingstverrsnittet må utformes i henhold til forutsetningene i hvert enkelt tilfelle slik at sikkerheten mot brudd blir det samme innen tverrsnittets ulike deler.

- *Utkiling og varierende helning*

Utkiling i lengderetning foretas vanligvis med en skråning på 1:10 dersom ikke spesielle omstendigheter tilsier annet (overgang fra fylling på peler, brukar, fjell o.l.).

Topp av lettklinkerlaget skal normalt være parallellt med overbygningen.

- *Rekkverk*

Rekkverksstolper bør normalt settes i støttefyllingen. I tilfelle rekkverksstolpene fundamenteres i lettklinkerfyllingen skal det stabiliseres med sement eller asfalt rundt rekkverkstolpen, med diameter og tykkelse lik 0,5 m. Alternativt kan stolpens lengde økes til minst 1,7 m i jord.

Generelt vises det til håndbok 166; Vegrekkverk (ref. 7).

- *Avlastningsplate*

Avlastningsplate (setningsutjevner) skal brukes der fyllingen ligger inntil f.eks. brulandkar, kulverter o.l.

- *Vinterarbeid*

Lettklinkerfyllinger kan legges ut på vinteren dersom traubunnen er ferdig avrettet og telefri. Det må sikres at lettklinkeren ikke er frosset i klumper eller blir blandet med snø.

Store setninger (15 %) har forekommet i lettklinker som har blitt fylt ut ved nedbør og temperatur rundt nullpunktet. I slike tilfeller har det dannet seg ishinne på lettklinkerkulenes overflate slik at kulenes diameter har øket.

4.1.5 OVERBYGNING

Lettklinkerlaget betraktes som undergrunn, og overbygningen dimensjoneres etter bæreevnegruppe 4. Tykkelsen av overbygning skal normalt ikke være mindre enn 50 cm.

Dimensjonering og krav til komprimering av overbygningen er beskrevet i håndbok 018; Vegbygging (ref. 1).

4.1.6 KONTROLL OG OPPFØLGING

- *Materialkontroll*

Produsenten av lettklinker skal oppfylle/dokumentere spesifikasjonene for den avtalte fraksjon og densitet ved løs lagring.

Byggherren skal kontrollere lettklinkerens kornfordeling gjennom sikting samt materialets densitet i tørr tilstand

Kontrollen utføres etter følgende mønster:

Densiteten kan kontrolleres ved at materialet fylles løst i bøtte med kjent volum ca. 20 l. Lettklinkeren ristes lett uten komprimering og strykes av med stållinjal og veies. Det tas ut representative prøver for å måle vanninnholdet for beregning av tørr densitet. Middelerdien av en serie (minst 3 prøver) skal ikke overstige avtalt tørr densitet. Enkeltprøver får ikke overstige avtalt densitet med mer enn 15 %.

Kornfordelingen kontrolleres ved at det tas ut en representativ prøve på 10 l som kvartes ned til 2,5 l. Prosentandelen av finstoff mindre enn 2 mm skal normalt ikke overstige 4 %.

Siktekurven skal ligge innenfor grensekurvene vist i figur 4.1. Hyppigheten av prøver skal være som vist på figur 4.4.

FYLLINGENS STØRRELSE	ANTALL PRØVER SOM SKAL KONTROLLERES
< 500 m ³	Minimum 3 prøver
500 – 1000 m ³	Minimum 5 prøver
> 1000 m ³	Minimum 5 prøver pr. 1000 m ³

Figur 4.4 Hyppighet av kornfordelingsprøver

Lettklinker skal ikke inneholde snø, is, frosne klumper av lettklinker, jord eller andre materialer

- Dokumentasjon fra leverandør

Produsenten av lettklinker skal dokumentere, senest ved avtale om leveranser til anlegget, at bedriften har et tilfredstillende opplegg for kvalitets-sikring ved produksjon av varen som tilbys. Kvalitet av løpende produksjon og leveranser til anlegget skal også dokumenteres. Statens Vegvesen kan gi nærmere krav til slik dokumentasjon.

4.2 Bruk av ekspandert polystyren i vegfyllinger

4.2.1 GENERELT

EPS er produsert av plastråstoffet polystyren. Det er videre ekspandert under produksjon med vanddamp og deretter støpt i store blokker.

4.2.2 MATERIALKRAV FOR EPS

- Trykkstyrke

Dimensjonerende trykkstyrke skal være minst 100 kN/m² dersom ikke annet er spesifisert. Gjennomsnitt for alle kontrollerte blokker skal være minst 100 kN/m². Gjennomsnitt for en enkelt blokk (6 målinger) skal ikke være mindre enn 90 kN/m², og ingen enkeltmåling skal være mindre enn 80 kN/m².

Dersom sterkere EPS-kvalitet benyttes, skal gjennomsnittlig målt trykkstyrke minst være lik dimensjonerende trykkstyrke. Enkelt blokk skal minst være 90 % av dette, og ingen enkeltmåling skal være mindre enn 80 % av dimensjonerende trykkstyrke.

Trykkfastheten skal angis som spenning ved 5 % deformasjon, målt med enaksialt trykkapparat. Målingene skal foretas på prøver med størrelse 50 x 50 x 50 mm. Måleomfang (antall blokker), se figur 4.12.

- Dimensjoner

Minste sidekant på blokkene bør være minst 0,5 m dersom ikke annet er spesifisert. Lengden bør være minst 2,5 m. Blokkene skal være rettinklet og ha plane overflater. Maksimalt tillatt avvik for dimensjon (høyde, bredde, lengde) er ± 1 %. Maksimalt tillatt avvik for jevnhet er 5 mm målt med 3 m rettholt. Hyppighet av kontroll, se figur 4.12.

Tykkelsesforskjell mellom naboblokker (blokker som skal ligge i samme lag) skal ikke være mer enn 5 mm. Dette bør kontrolleres spesielt nøye dersom blokkene er levert fra forskjellige produsenter.

- Brennbarhet

EPS blir produsert i to kvaliteter mht. brennbarhet: Standard kvalitet og selvslukkende kvalitet (SE-kvalitet).

Normalt vil det være tilstrekkelig å bruke standard kvalitet i vegfyllinger. Selvslukkende EPS bør vurderes brukt i spesielle tilfelle, f.eks.:

- Fyllinger større enn 1500 m³.
- Fylling eller deler av fylling som blir liggende utildekket i lang tid.
- Fylling nær konstruksjoner som trues ved evt. brann.
- Fylling i tettbygd område (barn som leker etc.).

Behovet for selvslukkende kvalitet bør vurderes i sammenheng med andre tiltak for å redusere risikoen for antennelse, f.eks.:

- Vakthold ved fyllingen, evt. kombinert med arbeid i flerskiftordning (gir også kortere byggetid og mulighet for rask tildekking).
- Inngjerding eller annen sikring av byggeplassen og selve fyllingen.
- Forsiktighet ved bruk av skjære- og sveiseutstyr o.l.

Tungt antenkelig EPS (selvslukkende kvalitet, SE) skal ha oksygenindeks > 25 iht. metode ASTM D-2863, eller gradering B1 iht. DIN-målemetoder.



Figur 4.5 EPS-fylling (Foto: K.Brattvang, Statens vegvesen Østfold)

4.2.3 DIMENSJONERING

Vegfyllinger av EPS skal utformes og dimensjoneres slik at beregningsmessig stabilitet og setninger blir akseptable. Sikkerhetsfaktorer skal være som for øvrige geotekniske beregninger.

- Utnyttelse av trykkstyrke for EPS

Dimensjonerende trykkfasthet for EPS skal være minst 100 kN/m^2 . For spesielle konstruksjoner, og konstruksjoner der permanent last (vekt av overbygning + nytelast) på EPS-laget er større enn 30 kN/m^2 , skal nødvendig trykkstyrke vurderes i det enkelte tilfelle. Det kan regnes med maks. tillatt lastnivå tilsvarende 30 % av materialets trykkstyrke ved 5 % deformasjon.

For EPS bør det normalt benyttes følgende styrkeklasser: 100 kN/m^2 , 140 kN/m^2 eller 180 kN/m^2 trykkstyrke ved 5 % deformasjon. Andre kvaliteter spesifiseres etter behov.

- Dimensjonerende tyngdetetthet

Dimensjonerende tyngdetetthet av EPS ved setnings- og stabilitetsberegning skal settes lik:

$\gamma_d = 0,5 \text{ kN/m}^3$ for fyllinger som ligger drenert.

$\gamma_d = 1,0 \text{ kN/m}^3$ for fyllinger som ligger under høyeste grunnvannstand.

- Sikring mot oppdrift

Det må kontrolleres at sikkerhet mot oppdrift er tilstrekkelig. EPS-blokkene skal vanligvis ligge drenert og over normal vannstand. Dimensjonerende tyngdetetthet av EPS ved beregning av sikkerhet mot oppdrift skal settes lik $\gamma_d = 0,2 \text{ kN/m}^3$. Det benyttes en sikkerhet mot oppdrift på $\gamma_m = 1,3$ basert på den høyeste sannsynlige vannstand innenfor en 100-års periode.

- Horisontalkrefter, forankring, drenering

På strekninger hvor det forventes spesielle horisontalbelastninger må opptak av krefter vurderes. Friksjonskoeffisienten mellom skumplastblokker og mellom skumplastblokker og undergrunn (avrettingslag) regnes $\mu = 0,7$.

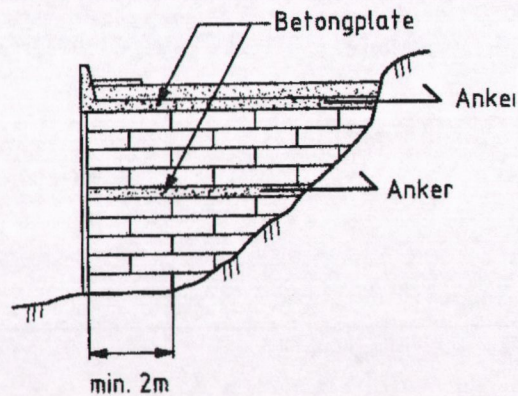
I skrånende terreng må det legges tilstrekkelig drengsledninger for å unngå oppbygging av horisontaltrykk mot EPS-fyllingen.

Ved høye fyllinger må det tas hensyn til vindkrefter både i anleggsfasen og på permanent basis.

Det kreves vanligvis en bredde på foten av EPS-fyllingen på minimum 2 meter for å sikre intern stabiliteten av fyllingen.

Dersom EPS-fyllingen blir eller kan bli utsatt for horisontaltrykk, skal det vurderes tiltak for å sikre fyllingen. I skrånende terreng, spesielt for høye fyllinger, skal forankring av konstruksjonen vurderes spesielt. Forankringen tar vare på horisontalkrefter som følge av evt. kollisjon mot kantdrager og jordtrykk på konstruksjonen og kan bestå av f.eks.:

- Forankrede betongplater (stag eller anker).
- Forlengede betongplater (friksjonsplater).



Figur 4.6 Tverrsnitt av fylling i sideskrånende terreng.

Når EPS benyttes som fyllmasse bak brulandkar, støttemur el.l. kan forholdet mellom horisontalspenningen og vertikalspenningen settes lik $\sigma_h / \sigma_v = 0,1$. Det forutsettes stabil skråning i bakkant av EPS-massene, slik at EPS-fyllingen ikke er påvirket av jordtrykk.

4.2.4 UTLEGGING, TILPASSING, TILDEKKING

- Krav til jevnhet

Generelle krav til høyde og jevnhet for planum (topp underbygning) er angitt i kap.3 i håndbok 018; Vegbygging (ref. 1).

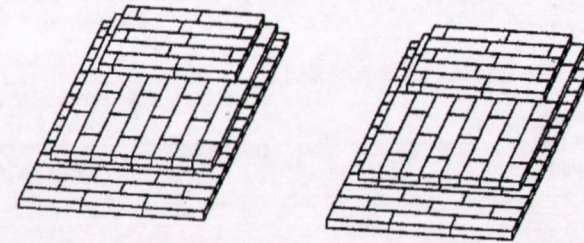
Blokkene skal ikke legges ut ved tele i bakken. Før utlegging av EPS-fylling skal underlaget være avrettet til teoretisk høyde ± 50 mm. Jevnheten på avrettingslaget skal være 10 mm eller bedre, målt med 3 m rettholt. God jevnhet på underlaget/avrettingslaget kan oppnås ved at avrettingsmassene slåddes (f.eks. med en tung trestige som trekkes med håndkraft).

Ved oppbygging av fyllingen skal det holdes fortløpende tilsyn med at blokkene i hvert lag har tilfredsstillende jevnhet før neste lag legges ut. Viktigheten av dette øker med økende høyde på fyllingen.

I EPS-fyllinger med vanlige belastningsforhold (vekt av overbygning) kan det oppstå egensetninger på inntil ca.1 % av fyllingshøyden når belastningen er påført.

- Oppbygging og tilpassing

EPS-blokkene skal, når det legges flere lag, legges i forband i begge retninger for å unngå gjennomsettende vertikale sprekker, se figur 4.7.



Figur 4.7 Eksempel på oppbygging av fylling i forband.

Blokkene kan lett tilpasses med motorsag rundt drenelementer o.l. Små gap (mindre enn 2-3 cm) kan aksepteres ved lokal tilpassing og vinkelendring mellom blokker i samme lag. Større sprekker fylles med sand eller løse lettklinker, men sprekker større enn 5 cm tillates ikke.

- Utkiling og varierende helning

De enkelte lag i fyllingen bør være parallelle med overbygningen. Avtrapping/utkiling av fyllingen bør utføres ved at underlaget avtrappes og avrettes med «terrasser» parallelt med prosjektert overside av EPS-fyllingen. Avtrappingen må vurderes ut i fra geotekniske forhold. Vanligvis vil en avtrapping på 1:10 være tilstrekkelig. Avretting med løse EPS-biter, tynne plater (< 10 cm) o.l. i toppen av fyllingen skal ikke forekomme.

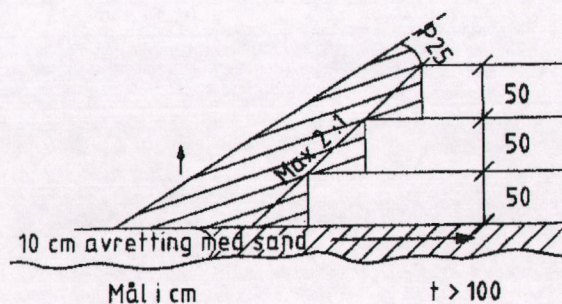
Dersom vegen skal ha takfall bør fyllingen legges ut på vanlig måte som beskrevet ovenfor. Takfallet oppnås ved å øke tykkelsen på overbygningen.

- Forankring mellom blokker

Forankring mellom blokkene er normalt ikke nødvendig ut fra permanent belastnings-situasjon. For å hindre at blokkene forskyver seg i anleggsfasen, bør det brukes tømmerforbindere mellom lagene (f.eks. to punkter pr. blokk med 95 mm Bulldog el.l.). Det kan være nødvendig med ytterligere sikring for å hindre at blokkene blåser vekk.

- Skråningsutslag/overdekning

For fyllinger med vanlig sideskråning 1:1,5 - 1:2 skal skråningshelningen for EPS-fyllingen normalt ikke være brattere enn 2:1, se figur 4.8. Ved fare for store setninger ved fyllingsfot bør det vurderes å gi EPS-fyllingen slakere skråningshelning for å redusere belastningene mest mulig.



Figur 4.8 Skråningshelning for EPS-fylling.

Overdekningen på sideskråningen skal være minimum 0,25 m. Alle massetyper kan benyttes. Dersom EPS-fyllingen er beskyttet med plastfolie, membran el.l. bør folien/membranen følge blokkenes overflate og dekket med en fiberduk før utlegging av tildekningsmassene. Det bør da brukes leire eller sams masse (steinfri) nærmest folien og skumplasten.

- Vertikale avslutninger

Skumplastfyllingen kan også avsluttes vertikalt og dekket til med f.eks.:

- korrugerte plater av stål eller aluminium
- trepanel *)
- sprøytebetong
- betongplater

*) Bruk av trepanel forutsetter at konstruksjonen ikke ligger i brannfarlig område (gressbrann, skogbrann).



Figur 4.9 Vertikal avslutning av EPS-fylling (Foto: R. Aabøe, Veglaboratoriet)

- Beskyttelse mot løsemidler etc.

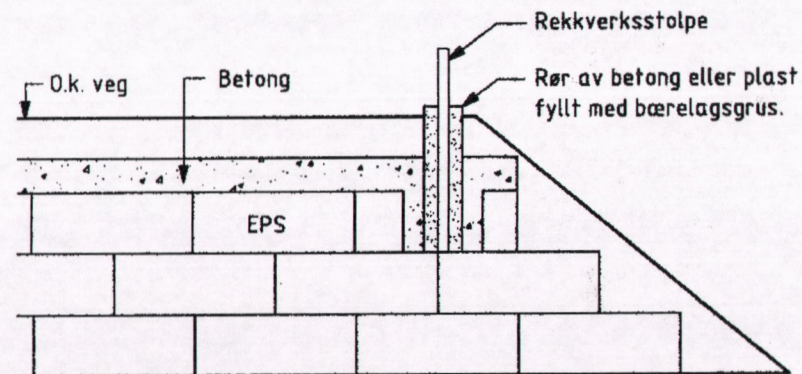
EPS vil ødelegges dersom blokkene utsettes for bensin og enkelte andre kjemikalier. Skade fra f.eks. bensin etter tankbilvelt kan forebygges med en betongplate over fyllingen eller, dersom betongplaten er utelatt, en membran (folie) mellom EPS og overbygning. Ved bruk av knuste materialer i overbygningen må membranen beskyttes med et lag av sand eller annet egnet materiale.

Skader pga. bensin o.a. som trenger inn til fyllingen gjennom skråningene kan forebygges ved å dekke fyllingen med membran (folie) som beskyttes med fiberduk før dekningsmassene legges ut.

Membran (folie) skal ha tykkelse minst 0,3 mm og være motstandsdyktig mot bensin og andre petroleumsprodukter.

- Rekkverk

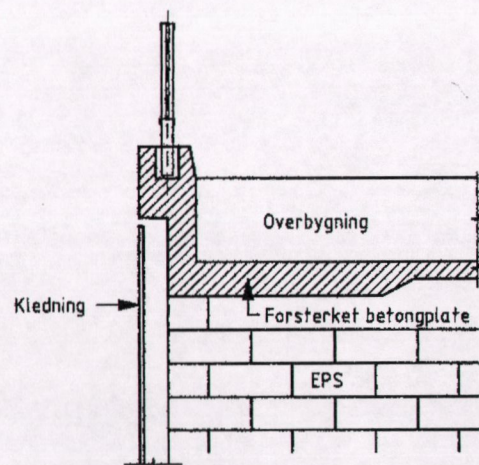
Rekkverket kan fundamenteres/festes i betongplaten over EPS-fyllingen (der slik plate fins).



Figur 4.10 Vegrekkverk i fylling (prinsipptegning)

Vegrekkverket kan også fundamenteres ved at det øverste EPS-laget trekkes inn 0,5 m i forhold til teoretisk EPS-skråning. Dette er spesielt aktuelt dersom betongplaten over EPS-laget er sløyfet. Se figur 4.10.

Ved fylling med vertikal avslutning (i sideretning) festes rekkverket i en forsterket betongplate. Se figur 4.11.



Vegrekkverk for vertikal EPS fylling (prinsippskisse)

Figur 4.11 Vegrekkverk for vertikal EPS fylling (prinsippskisse).

Genrelt vises det til håndbok 166; Vegrekkverk (ref. 7).

- Avlastningsplate

Avlastningsplate (setningsutjevner) skal brukes der fyllingen ligger inntil f.eks. brulandkar, kulverter o.l. Den skal armeres ekstra og festes til landkaret. Det skal benyttes betongkvalitet C45. Det skal være fuge mellom avlastningsplaten og eventuell betongplate over EPS-fyllingen.

- Vinterarbeid

Arbeid med EPS-fyllinger kan utføres om vinteren hvis traubunnen er ferdig avrettet og telefri.

4.2.5 OVERBYGNING

Over skumplastblokkene støpes det normalt direkte på disse et min. 10 cm svinnarmert betonglag. Betonglaget kan sløyfes dersom det vektmessig kan aksepteres at belastningen fra overbygningen øker. Betongplaten kan også sløyfes dersom vegen skal ha betongdekke. Ved høye fyllinger, spesielt i skrånende terreng må behovet for flere betongplater vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Den videre dimensjonering av overbygningen er avhengig av om det brukes/ikke brukes betongplate over blokkene.

- Utførelse av betongplate

Betongen skal ha en fasthet på min. C 25. Armeringen utføres med sveiset armeringsnett og legges midt i betonglaget. Det skal benyttes nett med stangdiameter 5 mm og 15 x 15 cm ruter. Standardstørrelse på nettene er 2 x 5 m. Nettene legges med overlapp iht. NS 3473.

- Dimensjonering av overbygning

Ved dimensjonering av overbygningen kan skumplastfyllingen betraktes som undergrunn i bæreevnegruppe 6. Betongplate (oftest 10 cm) vil vanligvis bli benyttet, og for denne brukes da en lastfordelingskoeffisient på 3,0.

Lastfordelingskoeffisienten for grus er 1,0. Det betyr at dersom en betongplate på 10 cm legges inn over skumplastfyllingen, så kan forsterkningslagets tykkelse, slik den tas ut av dimensjoneringstabellen, reduseres med 20 cm.

Tykkelser på forsterkningslag, bærelag og vegdekke finnes i dimensjoneringstabellene (nivå 1) se kap. 51 i håndbok 018; vegbygging (ref. 1). Det gjøres oppmerksom på at vegnormalene sier at for fyllinger over 1 m kan forsterkningslagets tykkelse reduseres med 10 cm i forhold til det dimensjoneringstabellen gir. Dersom det er særlig viktig å få ned vekten på vegoverbygningen bør man fortrinnsvis øke betongplatens tykkelse.

I helt spesielle tilfeller kan man tenke seg at hensynet til overbygningens vekt er overordnet en eventuell liten reduksjon i normal dekkelevealder. En ytterligere reduksjon av overbygningens tykkelse (forsterkningslaget) med 10 cm utover det normal dimensjonering tilsier bør da kunne aksepteres.

- Kontroll av isingsfare

Normalt vil de overbygningstykkelser som vegnormalene gir også være tilstrekkelig til å sikre at ising (i forhold til tilstøtende veg) ikke vil være et problem. Dersom isingsfaren på tilstøtende veg vurderes som liten / meget liten bør man, selv om dimensjoneringstabellen i vegnormalene tilsier noe annet, benytte en total overbygningstykkelse (inkl. ev. betongplate) på min. 50 cm.

Det vil være betydelig reduksjon av isingsfaren om det i vegkonstruksjoner med liten overbygningstykkelse kan legges inn et gruslag på min. ca. 20 cm, som inneholder finstoff, men uten å være vannømfintlig. Dessuten er det en fordel (men ingen stor betingelse) at dette materialet ligger så høyt som mulig i konstruksjonen. Fuktighet betyr at konstruksjonen har muligheter for å tilføre varme opp til vegdekket når utstråling (f.eks. en kald høstkveld) fører til at dekketemperaturen synker. Da er det viktig at varme tilføres nedenfra, og en vegkonstruksjon som bare består av knuste steinmaterialer uten finstoff har liten evne til dette når undergrunnen (som i dette tilfellet er EPS), gir fra seg veldig lite varme. Når varme ikke kan tilføres nedenfra, vil det føre til at dekketemperaturen synker, og avhengig av luftfuktigheten, vil det kunne føre til kondens og ising på vegdekket. Ising vil kunne oppstå selv om lufttemperaturen er endel grader over 0°C.

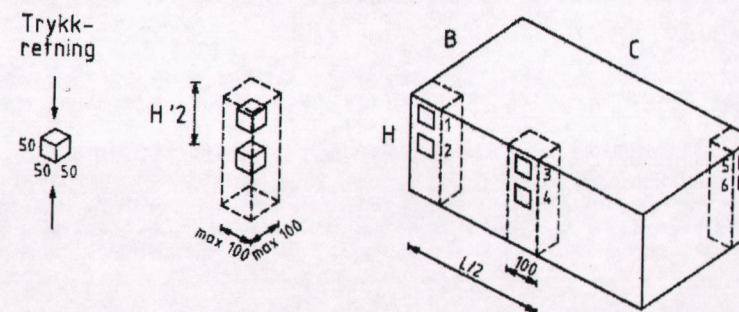
4.2.6 KONTROLL OG OPPFØLGING

- Materialkontroll

Blokkene som kontrolleres skal være jevnt fordelt i partiet. Kontrollhyppighet ved kontroll av trykkstyrke bør være som vist i figur 4.12. Prøvetakingen skal foretas som vist på figur 4.13. Dimensjoner og jevnhet for blokkene kontrolleres for 1 blokk pr. 25 blokker. Krav til jevnhet og teoretisk høyde for avrettingslaget kontrolleres med ett profil pr. 10 m.

FYLLINGENS STØRRELSE	ANTALL BLOKKER SOM SKAL KONTROLLERES
< 500 m ³	Minimum 3 prøver
500 – 1000 m ³	Minimum 5 prøver
> 1000 m ³	Minimum 5 prøver pr. 1000 m ³

Figur 4.12 Hyppighet av kontroll for trykkstyrke



Figur 4.13 Uttaking av prøver for kontroll av trykkstyrke. (Mål i mm)

- Dokumentasjon fra leverandør

Produsenten av EPS skal dokumentere, senest ved inngått avtale for leveranser til anlegget, at bedriften har tilfredsstillende opplegg for kvalitetssikring ved produksjon av varen som tilbys. Kvalitet av løpende produksjon og leveranser til anlegget skal også dokumenteres. Statens Vegvesen kan gi nærmere krav til slik dokumentasjon. Stikkprøvekontroll skal foretas av byggherre før blokkene plasseres i fylling.

4.3 Andre lette masser

4.3.1 LETTBETONGAVFALL

Lettbetongavfall er idag lite aktuelt på grunn av liten tilgjengelighet. Det har tidligere vært til dels mye brukt av vegvesenet i lette fyllinger.

Dimensjonerende tyngdetetthet for lettbetongavfall er 10 kN/m^3

Detaljerte beskrivelser av metoden finnes i; Veiledning i bruk av lettbetongavfall (ref. 8).

4.3.2 BARK

Bark er idag mindre aktuelt som vegfyllingsmateriale på grunn av pris (brukes i gjenvinningsanlegg), sigevann fra fyllingen og til dels store egensetninger i fyllingen. Det har tidligere vært brukt av vegvesenet til fyllinger.

Dimensjonerende tyngdetetthet for bark er 10 kN/m^3

4.3.3 SKUMBETONG

Skumbetong er en mekanisk skummet betong som også kan tilsettes polystyrenperler for ytterligere reduksjon av densitet. Metoden har nylig blitt tatt i bruk i Sverige som lett fyllmateriale. Materialet kan ha en utlagt densitet på 4 kN/m^3 . Den har en høy trykkstyrke og ser ut til å egne seg godt som vegfyllingsmateriale. Produksjonskostnadene ser imidlertid foreløpig ut til å være svært høye.

Dimensjonerende tyngdetetthet forventes å være i størrelsesorden $6 - 7 \text{ kN/m}^3$.

4.3.4 BILDEKK

Oppkuttete brukte bildekk er benyttet som lett fyllmateriale, først og fremst i USA. Ved å bruke bildekk i fyllinger kan en hjelpe til med å løse et stadig økende avfallsproblem.

Metoden er ennå ikke prøvet i Norge. Før dette eventuelt kan gjøres må forurensninger fra slike fyllinger utredes nærmere. Dette gjelder i første rekke konsekvenser ved en eventuell brann i fyllingsmaterialet (bildekkbitene), og sigevann fra fyllingene.

For nærmere beskrivelse av metoden vises det til internrapport nr. 1626; Oppkuttete bildekk i lette fyllinger (ref. 9).

4.3.5 HONEYCOMBBLOKKER

Honeycombblokker produseres av polypropylen med heksagonale celler. Blokkene lages i omlag samme størrelse som blokker av ekspandert polystyren. Hovedfordelen med dette produktet er at man kan tillate en varierende vannstand i blokkene uten at dette vil medføre oppdriftsproblemer. Materialet produseres i Frankrike hvor det til en viss grad har vært brukt som lett fyllmasse. Det er imidlertid mer enn dobbelt så kostbart som andre lette fyllmasser.

Dimensjonerende tyngdetetthet vil variere fra $3-6 \text{ kN/m}^3$ avhengig av materialets trykkstyrke.

4.4 Referanser

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging. Håndbok 018. Oslo 1991.
- (2) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging. Håndbok 016. 2. utgave Oslo 1992.
- (3) Statens vegvesen, Bruk av ekspandert polystyren i vegfyllinger; Prosjektering, utførelse, kvalitets-sikring. Blankett 482. Vegdirektoratet. Oslo 1991.
- (4) Statens vegvesen, Materialkrav for ekspandert polystyren til vegfyllinger. Blankett 483. Vegdirektoratet. Oslo 1991.
- (5) Statens vegvesen, Kvalitetskontroll av ekspandert polystyren til vegfyllinger. Blankett 484. Vegdirektoratet. Oslo 1991.
- (6) Vägverket, Lättklinker som lättfyllning i vägbankar. Publ. 1986:78. Borlänge 1987.
- (7) Statens vegvesen, Vegrekkverk; Veiledning til 018. Håndbok 166. Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1993.
- (8) Statens vegvesen, Veiledning i bruk av lettbetong-avfall. Internrapport nr. 956. Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1980.
- (9) Jan Vaslestad, Oppkuttete bildekk i lette fyllinger. Erfaringer fra USA. Intern rapport nr. 1626, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet, Oslo 1993.

5. MASSEUTSKIFTING

INNHold

5.0 Generelt	109
5.1 Dimensjoneringsgrunnlag	109
5.2 Utførelse	110
5.2.1 Graving foran fyllingstippen	110
5.2.2 Utfylling	111
5.2.3 Sprenging foran fyllingstippen	113
5.2.4 Ettersprenging	114
5.3 Kontroll og oppfølging	114
5.4 Sprenging ved fylling i vann/sjø	116
5.5 Referanser	116

5.0 Generelt

Det vil i enkelte tilfeller være riktig å fjerne lite bæredyktige løsmasser under vegfyllinger (og andre vegkonstruksjoner) ned til fjell eller fast bunn og erstatte disse f.eks med steinmasser.

En slik massutskifting kommer på tale når grunnen består av torv og sterkt humusholdige finkornige jordarter samt silt og leire som ikke har tilstrekkelig bæreevne.

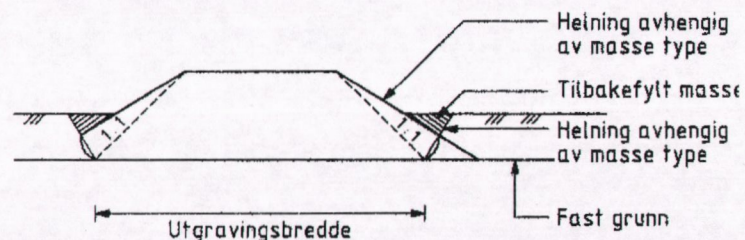
Masseutskifting kan utføres ved graving (og eventuell sprenging) og gjenfylling, ved fortrenning med erstatningsmassene enten kontinuerlig foran fyllingstippen eller ved nedsprenging av fylling til fast grunn. Oftest utføres masseutskifting ved en kombinasjon av graving og sprenging.

Dersom tykkelsen av et lite bæredyktig lag er stor (>8-12m), må masseutskiftingsmetoden sammenlignes teknisk og økonomisk med andre metoder som f.eks. lette fyllmasser, fundamentering på pelar, bygging av bru mv.

Masseutskifting kan føre til ukontrollerte glidninger og setninger eller hevninger av nærliggende terreng. Faren for at nærliggende eiendom kan ta skade må vurderes i hvert enkelt tilfelle.

5.1 Dimensjoneringsgrunnlag

Når tykkelsen av det lag som ønskes utskiftet ikke overstiger 3 - 4 m, vil det som regel være økonomisk og teknisk riktig å foreta en fullstendig utgraving. Nødvendig gravebredde framgår av figur 5.1. I bløt leire kan den største stabile utgravingsdybde være mindre. En må da utføre gravingen umiddelbart foran fyllingstippen (seksjonsvis). Utskiftingsmassene kan i noen tilfeller fjernes ved sprenging.



Figur 5.1 Masseutskifting ved graving - gravebredde.

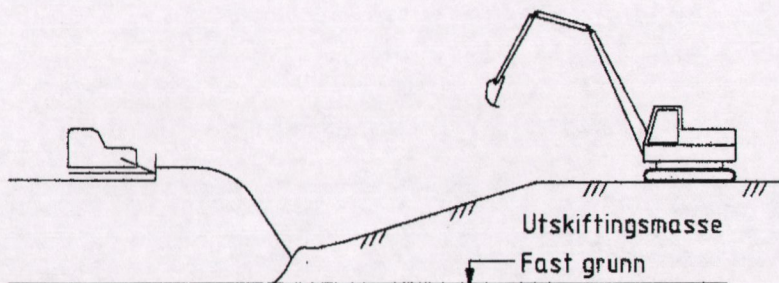
Masser til tilbakefylling må bestå av sprengt stein når det står vann i utgravingen. Er det ikke vann tilstede kan det tilbakefylles med friksjonsmasser sand - grus, eventuelt med silt - leire. Fyllings- og komprimeringsarbeidet må utføres i henhold til håndbok 018; Vegbygging (ref. 1).

5.2 Utførelse

Når tykkelsen av bløte lag som skal skiftes ut er mer enn 3 - 4 m, vil en ofte basere utførelsen på masseutskifting ved fortregning.

Det fylles med sprengt stein ved bruk av overhøyde på tippen. Fastere topplag graves ut og effektiv fortregning sikres ved sprenging.

5.2.1 GRAVING FORAN FYLLINGSTIPPEN

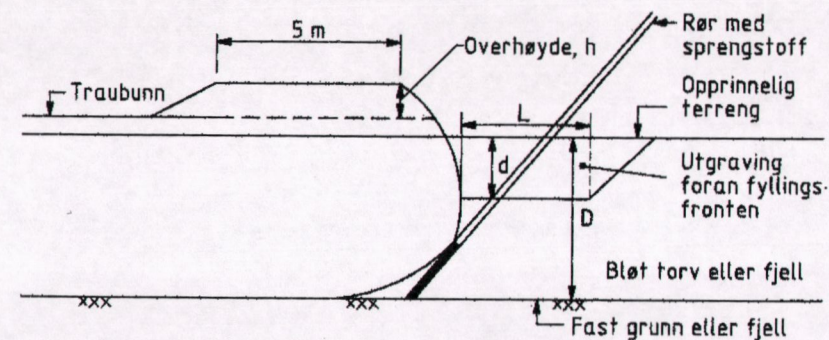


Figur 5.2 Masseutskifting ved graving foran fylling.

Metoden, se figur 5.2, er spesielt egnet der det finnes et relativt godt bæredyktig lag over bløtere grunn. Størrelsen på overhøyden av tippen og nødvendig gravedybde foran fyllingen, reguleres etter at arbeidet er kommet i gang.

5.2.2 UTFYLLING

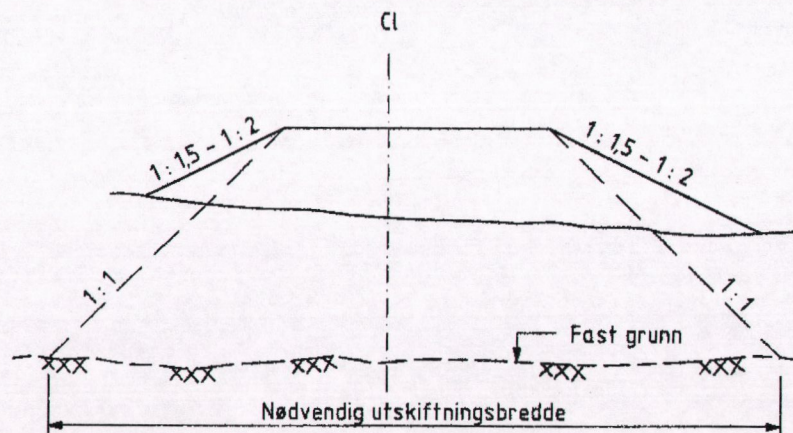
Fortregningen skal fortrinnsvis utføres i retning med helningen på fast lag eller fjell. Fortregningen skal fullføres så langt ut at fyllingen får planlagt skråningshelning ned til fast grunn. Før fortregning starter graves det i en lengde min. 5 m foran fyllingstippen. Steinmassene legges ut med overhøyde, minimum 2 m, avhengig av fyllingshøyde og tykkelse av bløte lag. Overhøyde bygges opp over 5,0 m lengde. Massene skyves ut med dozer, se figur 5.3.



DIMENSJONER

$h = 2 - 4$ m avhengig av fastheten i grunnen, fyllingshøyde og dybde til fast grunn. h min. = 1 - 2 m
 d vurderes, avhengig av topplagene, fastheten og materialtype
 $L = D - d$, min. 5 m

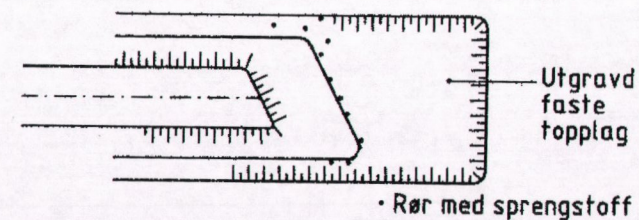
Figur 5.3 Massefortregning, lengdeprofil.



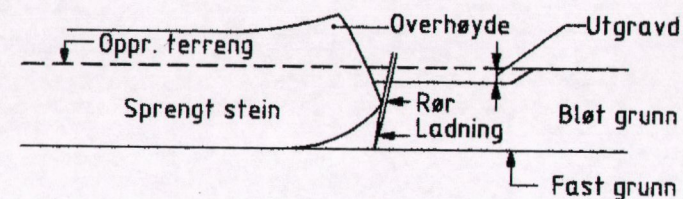
Figur 5.4 Masseutskifting, tverrprofil.

5.2.3 SPRENGING FORAN FYLLINGSTIPPEN

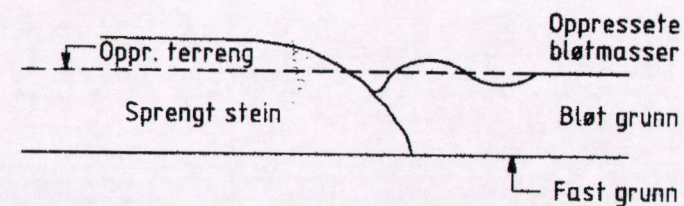
PLAN



FØR SPRENGNING



ETTER SPRENGNING



Figur 5.5 Sprenging foran fyllingstipp

Sprenging foran fyllingsfronten, se figur 5.5, brukes når dybden til fast grunn er for stor til at massene kan fortrennes bare med graving foran fyllingen. Størrelsen på overhøyden av tippene, samt plassering og størrelse av sprengladningene, tilpasses etter at arbeidet er kommet igang. Sprengladninger har vanligvis størst effekt når de plasseres på eller like over fast grunn. Figur 5.3 gir retningslinjer for beregning av ladningsstørrelse, som må tilpasses avhengig av tykkelsen av bløt grunn.

Sprengladningen plasseres i stålrør eller plastrør som trykkes eller slås ned. Avstanden mellom rørene rundt fyllingsfronten bør være 2 - 3 m. Retningslinjer for ladningsstørrelsen i hvert rør kan være $(1 \times D)$ kg, der D er tykkelse av løsmasser i m, se figur 5.3. Det skal brukes forladning av sand.

Rørene skal kunne skjøtes for å oppnå tilstrekkelig dybde. Det kan brukes millisekundtennere. Avstanden mellom to sprenginger bør ikke overstige 5 m i fyllingsretningen. Fortrengte masser foran fyllingsfronten skal om nødvendig graves ut etter hver sprenging. Etter lengre tids stopp i arbeidene utføres det sprenging før arbeidet tas opp igjen.

5.2.4 ETTERSPRENGING

For å sikre tilstrekkelig sideveis fortrenging må det utføres ettersprenging langs vegfyllingen. Ettersprenging skal sikre at fyllingen får kontakt med fast grunn eller fjell ut til skråningshelning 1:1 fra vegkant, se figur 5.4.

Ladninger á 3 - 5 kg plasseres i rekke langs og på skrå under fyllingsfot med avstand ca. 5 m. Ladningene settes av samtidig. Virkningen av sprengingen registreres ved nivellement av punkter på vegfyllingen.

Ettersprenging gjentas til registrerbare / målbare setninger langs vegkantene etter sprengingen er akseptable.

5.3 Kontroll og oppfølging

Det skal utarbeides kontrollplan for masseutskiftingsprosjekter. Kontrollplaner skal omfatte kontrolltiltak som har betydning for å sikre at arbeidene utføres i henhold til planene, og for å få forutsatt kvalitet.

Kontrollplaner skal omfatte følgende punkter:

- Fyllingsområdet

Det skal påses at fyllingsområdet er klargjort med hensyn til fjerning av matjord, trær, stubber og røtter.

- Geometri

Det skal vurderes om dybder til fjell er fastlagt i tilstrekkelig omfang slik at masseutskiftingens geometri kan fastlegges.

Det skal påses at utgraving utføres i planlagt bredde og dybde, se figur 5.1, 5.3 og 5.4.

- Masser

Det skal kontrolleres at fyllmassene er som forutsatt med hensyn til steinkvalitet, steinstørrelse og fordeling. Om nødvendig må subbus sorteres fra.

- Utlegging

Det skal påses at fyllingen legges ut som forutsatt med hensyn til bredde og fyllingshøyde, medregnet overhøyde før hver sprenging. Tilkjørt massevolum registreres, dokumenteres og sammenlignes med teoretisk volum.

- Sprenging

Det skal kontrolleres at sprengladninger plasseres i henhold til planene, og at sprengstoffmengde og tennere er som forutsatt.

Resultatet av hver sprenging registreres med nivellement og dokumenteres på profiler.

- Ettersprenging

Det skal påses at ettersprenging utføres som planlagt med hensyn til plassering, sprengstoffmengde og tennere,

Effekten av hver ettersprenging nivelleres og dokumenteres på profiler.

- Komprimering

Etter at all sprenging er utført, skal fyllingen komprimeres i henhold til håndbok 018, vegbygging (ref. 1).

- Forbelastning

På ferdig komprimert fylling legges eventuell forbelastning. Setninger registreres og dokumenteres.

- Etterkontroll

Setningsnivellering av ferdig fylling utføres i en periode for å avgjøre når overbygning og dekke kan legges. Slik setningskontroll er spesielt viktig når fyllingen skal bære brulandkar eller andre konstruksjoner. Etterkontroll dokumenteres.

- Registrering av skader

Før arbeidet starter og under arbeidets gang skal eventuelle nærliggende hus og andre konstruksjoner registreres med hensyn til skader og nivåer.

Ved sprenging må det vurderes om det oppstår vibrasjoner som kan føre til skader.

Skader kan også oppstå dersom arbeidene fører til grunnvannsenkning.

Kontroll må bestå i registreringer og nivellement som dokumenteres.

5.4 Sprengning ved fylling i vann/sjø

Det vises til kapittel 3 punkt 3.4.

5.5 Referanser

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging. Håndbok 018. Oslo 1991.
 - (2) M.M Babic et al., Fylling over Leangbukta; Massefortrenging; Erfaringer. Internrapport nr. 1025, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1982.
 - (3) Jan Vaslestad, Ras ved Imsen, rv 723; Utbedring med massefortrenging. Internrapport nr. 1272, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1986.
-

6. FUNDAMENTER I STEINFYLLING

INNHold

6.0 Direkte sålefundamentering	119
6.1 Skjærstyrke	119
6.2 Plassering av såle	119
6.3 Bæreevneberegninger	121
6.4 Utførelse	122
6.5 Pelefundamentering	122
6.5.1 Peletype	123
6.6 Referanser	124

6.0 Direkte sålefundamentering

Direkte sålefundamentering i steinfylling må vurderes og beregnes ut fra krav til hva konstruksjonen kan tåle av deformasjoner. Det er derfor viktig at en avklarer med bruplanleggerne hva som kan aksepteres av kortvarige og langvarige deformasjoner. Erfaringer viser at når fyllingene er utført i henhold til gitte regler med forbelastning, vil setninger og deformasjoner være under kontroll.

Brulandkar på såle i steinfylling er normalt teknisk beste og mest økonomiske utførelsesmetode sammenlignet med andre fundamenteringsmetoder.

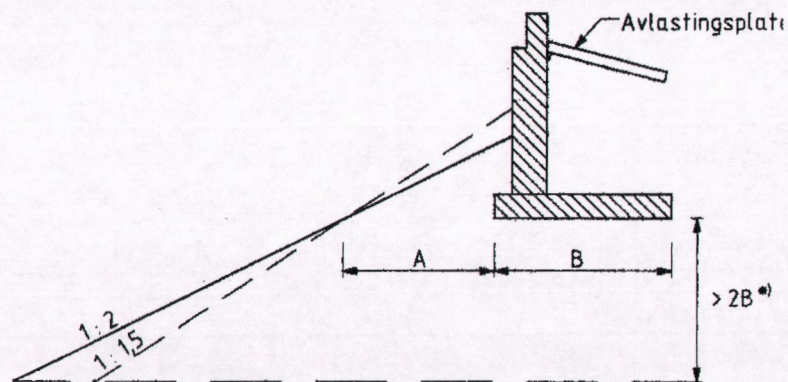
6.1 Skjærstyrke

Dimensjonering av såle i/på steinfylling tar utgangspunkt i kjennskap til steinkvalitet og kvaliteten av oppbygging av fyllingen. Ut fra dette må skjærstyrken i fyllingen bestemmes ut fra:

$$\begin{aligned}\phi &= 38^\circ - 42^\circ \\ a &= 0 - 10 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

6.2 Plassering av såle

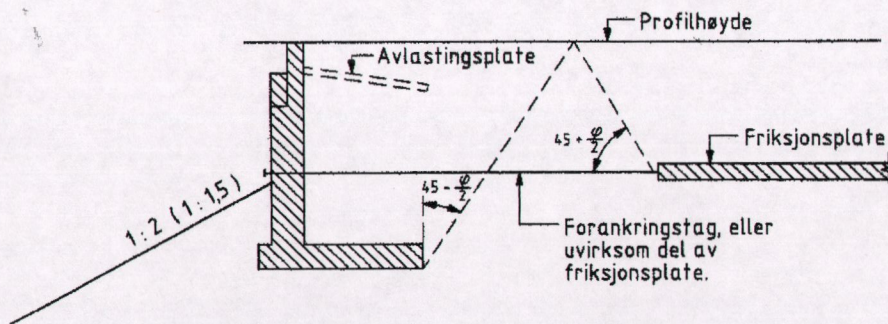
Figur 6.1 viser grunnleggende dimensjoner for plassering av fundamentsålen i forhold til skråninger og fyllingshøyde. Det må tas standpunkt til bruk av friksjonsplate for å oppta horisontalkrefter.



- *)1: minste tykkelse med skråningshelning 1:2 (1:1,5)
 2: dersom tykkelse av steinfylling er mindre enn 2B, skal bæreevnen beregnes for lagdelt grunn

Figur 6.1 Landkarfundament i steinfylling

Bruk av friksjonsplate gir reduserte påkjenninger på grunnen, og landkaret blir mindre følsomt for deformasjoner i ytre skikt av fyllingen. Dessuten vil eventuell skade på erosjonssikringen få mindre konsekvenser. Med skråningshelning brattere enn 1:2 må friksjonsplate brukes når fyllingshøyden er større enn 10 m, og når fyllingen ligger i vann / sjø.



Figur 6.2 Friksjonsplate for landkar

Avlastningsplate skal alltid brukes, også ved bruk av friksjonsplate.

6.3 Bæreevneberegninger

Når fyllingens skjærstyrkeegenskaper, plassering av landkaret, og alle ytre påkjenninger er bestemt, utføres beregningene i prinsipp som vist i håndbok 016; Geoteknikk i vegbygging (ref. 2).

Ytre påkjenninger ved u.k. såle som må avklares er:

- vertikal belastning
- momenter
- horisontalkrefter i alle retninger, også fra jordtrykk
- torsjonskrefter

Reduksjon i bæreevne på grunn av skråningshelningen er basert på erfaringer. Reduksjonsfaktoren, f_{ss} , varierer med total fyllingshøyde, skråningshelning og fundamentets plassering i forhold til skråningsflaten i lengde og tverrprofil. Fyllingshøyden måles fra u.k. fundament.

Skråningshelning, 1:x	A_{min} (m)	f_{ss}	Merknad
Fyllingshøyde < 10 m på land			
1:2	3	0,5	
1:2	2	0,5	Friksjonsplate
1:1,5	3	0,3	
1:1,5	2	0,3	Friksjonsplate
Fylling over vann og/eller fyllingshøyde > 10 m			
1:2	3	0,45	
1:2	2	0,45	Friksjonsplate
1:1,5	4	0,25	
1:1,5	3	0,25	Friksjonsplate

A_{min} = minste horisontale avstand fra front såle til fyllingsskåring

Figur 6.3 Fundamentering i steinfylling. Empirisk valg av reduksjonsfaktor f_{ss} , geometri og friksjonsplate

$$\sigma_v' = f_{ss} N_q (p' + a) + 1/2 N_\gamma \gamma' B_0 - a$$

der: f_{ss} = reduksjonsfaktor for sprengsteinsfylling.
 B_0 = fundamentsålens effektive bredde
 σ_v' = vertikal bæreevne

Det vises til håndbok 016, Geoteknikk i vegbygging (ref. 2).

Når tykkelsen av steinfylling under fundamentsåle er mindre enn 2B, må stabilitet / bæreevne beregnes for lagdelt grunn på tradisjonell måte.

6.4 Utførelse

Når setningsmålinger viser at setningene er opphørt, fjernes forbelastningen. Såleområdet avrettes med pukk og komprimeres. Det komprimeres med 15 tonns vibrerende slepevalse med 10 overfarter.

Etter at landkaret er bygd, eventuell friksjonsplate er utført, belastet og forankret i landkaret, utføres tilbakefylling til landkaret.

Eventuell oppspenning av stag fra friksjonsplate utføres når landkaret er tilbakefylt. Oppspenning av friksjonsplate er vanligvis ikke nødvendig.

Erosjonssikring rundt landkaret må fullføres umiddelbart etter at, eller samtidig med at andre avsluttende arbeider med landkar og tilstøtende fylling er ferdig.

6.5 Pelefundamentering

Når forutsetningene for å bruke sålefundamentering i steinfylling blir vurdert utilfredstillende, må belastningene fra landkaret overføres til fast grunn under steinfyllinga, ved bruk av peler.

Årsaker til at sålefundamentering ansees uegnet kan være:

- Uegnede fyllmasser (det refereres til pkt 3.1.3).
- Utilstrekkelig komprimering / utførelse.

- Krav til setninger, deformasjoner og stabilitet som ikke kan garanteres oppfylt.
- Ønske om å bruke brattere skråninger foran og på sidene av landkaret.

6.5.1 PELETYPE

Stålrørpeler kan rammes gjennom utlagt steinfylling som består av sprengt stein med steinstørrelse mindre enn 0,5 m.

På grunn av påkjenning under ramming må tykkelsen av rørveggen være:

PELELENGDE I STEINFYLLING	RØRVEGGENS MNSTE TYKKELSE, t
< 10 m	12,7 mm
> 10 m	14,0 mm

Figur 6.4 Tykkelse av rørvegg på peler rammet i steinfylling

Tykkelse av rørvegg må også vurderes i forhold til pelediameter og tilført energi på peletopp.

Stålrørpelen dimensjoneres, armeres og utstøpes på vanlig måte.

Det må vurderes om det er nødvendig å ta hensyn til påhengskrefter.

Forøvrig vises det til peleveiledningen (ref. 3).

6.6 Referanser

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging. Håndbok 018. Oslo 1992.
- (2) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging. Håndbok 016. 2 utgave. Oslo 1992.
- (3) Norges byggstandardiseringsråd, Peleveiledningen. 2 utgave. Oslo 1992.